

# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

## ESCUELA DE POSGRADO



# PUCP

## DISPOSICIONES SÍSMICAS DE DISEÑO Y ANÁLISIS EN BASE A DESEMPEÑO APLICABLES A EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO

TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE MAGISTER EN INGENIERO CIVIL

Presentado por

***Christian Alberto Asmat Garaycochea***

ASESOR: LUIS ZEGARRA CIQUERO

Lima, Junio del 2016



*Dedico este trabajo a todas aquellas personas que me apoyaron en alcanzar esta meta. Entre ellas, mi familia, mi brillante asesor y, especialmente, Juanita que me apoya, me acompaña y me complementa en cada paso de mi vida.*



## CONTENIDO

TÍTULO	PÁG.
OBJETIVOS Y ALCANCES	v
INTRODUCCIÓN	1
<b>CAPÍTULO 1: MARCO NORMATIVO</b>	<b>5</b>
1.1. NORMA PERUANA	5
1.2. REGLAMENTO “ASCE/SEI 7-10”	6
1.3. REGLAMENTO “ACI 318-11”	7
1.4. REGLAMENTO “EUROCODE 8”	8
<b>CAPÍTULO 2: REQUISITOS ESTRUCTURALES</b>	<b>9</b>
2.1. RESISTENCIA Y RIGIDEZ	9
I. TRAYECTORIA DE CARGAS	9
II. ESTADOS LÍMITE	10
III. ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	12
IV. COMPORTAMIENTO DE PÓRTICOS Y DE MUROS	13
V. DERIVAS O DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS	14
2.2. DUCTILIDAD	15
I. DUCTILIDAD DE CURVATURA Y DUCTILIDAD DE GIRO	16
II. DUCTILIDAD REQUERIDA Y DUCTILIDAD DISPONIBLE	19
III. REDUNDANCIA E INTEGRIDAD ESTRUCTURAL	20
IV. LÍNEAS DE RESISTENCIA	21
V. RELACIÓN DE DUCTILIDAD DE CURVATURA CON DUCTILIDAD REQUERIDA DE LA ESTRUCTURA	22
2.3. DISEÑO POR CAPACIDAD	24
I. MECANISMOS RELACIONADOS	24
II. CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO	25
2.4. DISEÑO EN BASE A DESEMPEÑO	27
I. IMPORTANCIA DE EDIFICACIONES	27
II. NIVEL DE DESEMPEÑO EXIGIDO	28
III. EVALUACIÓN DE DERIVAS	29
IV. CONDICIÓN DE SERVICIO Y CONDICIÓN DE ROTURA	29
<b>CAPÍTULO 3: CONSIDERACIONES EN DISEÑO</b>	<b>31</b>
3.1. ESTRUCTURACIÓN	31



I. REGULARIDAD, SIMETRÍA Y SIMPLICIDAD	31
II. DISPOSICIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	33
III. LÍMITES DE ESBELTEZ PARA PÓRTICOS	34
IV. IMPORTANCIA DE DISPONER DE MUROS	34
V. COMPORTAMIENTO DE DIAFRAGMAS	35
VI. UNIONES VIGA – COLUMNA	37
VII. CASOS DE IRREGULARIDADES	39
3.2. DISEÑO DE VIGAS	49
I. CUANTÍA MÍNIMA Y CUANTÍA MÁXIMA	49
II. MODELO DE COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO	49
III. DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA	50
IV. LONGITUD DE RÓTULAS PLÁSTICAS	52
V. DUCTILIDAD DE VIGAS PRESFORZADAS Y REFUERZO POR EFECTOS SÍSMICOS	54
3.3. DISEÑO DE COLUMNAS	57
I. CUANTÍA MÍNIMA Y CUANTÍA MÁXIMA	57
II. EFECTO DE LA COMPRESIÓN EN LA DUCTILIDAD	57
III. LONGITUD DE RÓTULAS PLÁSTICAS	59
3.4. DISEÑO DE MUROS	60
I. COMPORTAMIENTO DE MUROS	60
II. LONGITUD DE RÓTULAS PLÁSTICAS	61
III. CONFINAMIENTO	61
IV. COMPLICACIONES EN LA CIMENTACIÓN	62
<b>CAPÍTULO 4: PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS</b>	63
4.1. PROPIEDADES DE MATERIALES Y ELEMENTOS	63
I. RÓTULAS DE COLUMNAS Y MUROS	65
II. RÓTULAS DE VIGAS	70
4.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	73
I. MODOS DE VIBRACIÓN	73
II. ARRIOSTRAMIENTO LATERAL EN SÓTANOS	73
III. PERÍODO FUNDAMENTAL	73
4.3. ANÁLISIS PUSHOVER	75
4.4. ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA	80
4.5. ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO	84

<b>CAPÍTULO 5: ESTUDIO DE CASO: COLEGIO</b>	87
5.1. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN	87
5.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	93
5.3. ANÁLISIS PUSHOVER	96
5.4. ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA	97
5.5. ANÁLISIS POR DESEMPEÑO	99
5.6. COMPARACIÓN	101
<b>CAPÍTULO 6: ESTUDIO DE CASO: HOSPITAL</b>	103
6.1. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN	103
6.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	109
6.3. ANÁLISIS PUSHOVER	112
6.4. ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA	113
6.5. ANÁLISIS POR DESEMPEÑO	115
6.6. COMPARACIÓN	117
<b>CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS</b>	119
7.1. ESTRUCTURACIÓN	119
7.2. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	119
7.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	119
7.4. CRITERIO DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	120
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	121



## **OBJETIVOS**

El objetivo principal de la presente tesis es brindar herramientas de análisis y diseño aplicables a edificaciones de concreto armado que permitan garantizar un comportamiento inelástico adecuado tal que se cumpla con el nivel de desempeño deseado.

Asimismo, los objetivos específicos son los siguientes:

- Recopilar los límites de diseño y los procedimientos de análisis no lineal establecidos y referidos en las normas, códigos y bibliografía disponible, aplicables a estructuras sísmicas de concreto armado.
- Presentar y justificar lineamientos de diseño que sean necesarios para garantizar que los elementos de concreto armado tengan alta capacidad de ductilidad.
- Presentar y justificar lineamientos simplificados de análisis no lineal que permitan verificar si la estructura cumple con el nivel de desempeño establecido.
- Comparar los lineamientos de diseño presentados y el proyecto de diseño estructural de un colegio de concreto armado de 3 pisos.
- Realizar un análisis no lineal del tipo estático (Pushover) y uno del tipo dinámico (Tiempo-Historia) a la misma estructura antes mencionada. Con los resultados de ambos análisis no lineales se comparará la respuesta de la estructura con la obtenida por el procedimiento indicado en la norma de diseño sismo resistente. Finalmente, se evaluará el desempeño sísmico de la estructura.

## **ALCANCES**

De manera general, se estudiarán dos temas: los lineamientos de diseño y los lineamientos de análisis, ambos aplicables a edificaciones de concreto armado que se encuentran bajo sollicitaciones sísmicas severas. Como base, se revisarán los principales reglamentos, entre los nacionales y los internacionales, sobre los requisitos sísmicos establecidos para estructuras sismo resistente de concreto armado.

Entre los lineamientos de diseño se tratarán los criterios sobre estructuración, sobre diseño de vigas, diseño de columnas y diseño de muros. Entre los lineamientos de análisis se tratarán los procedimientos más comunes, como el análisis modal espectral (lineal), análisis Pushover (no lineal) y Tiempo-Historia (no lineal). Además, se presentará el criterio para verificar el desempeño de la estructura luego de haber realizado estos análisis.

Luego, de manera aplicativa, se hará estudio del comportamiento inelástico a una estructura de concreto armado, destinada a un colegio de 3 pisos. Se evaluarán los criterios de diseño antes mencionados al proyecto de estructuras. Se hará un análisis sísmico convencional lineal a la estructura y luego se hará un análisis Pushover y Tiempo-Historia para estudiar su comportamiento inelástico. Se definirá finalmente el nivel de desempeño en que se encuentra ante un sismo severo.



# INTRODUCCIÓN

La ingeniería sísmo resistente ha seguido un desarrollo importante en los procedimientos de análisis sísmico en los últimos años. Uno de los principales factores que sustentan este desarrollo es la aparición de herramientas computacionales que permiten realizar cálculos más complejos. Sin embargo, a lo largo de este desarrollo, se han presentado sismos de gran magnitud que nos obligan a cuestionar los métodos empleados y la necesidad de investigar sobre el comportamiento completo de las estructuras ante sismos severos.

El análisis sísmico comúnmente empleado se basa en un método elástico lineal, en la cual se amplifican las cargas para llegar a casos de solicitaciones últimas. Por otro lado, el diseño de elementos de concreto armado (y de muchos otros materiales) se realiza en una etapa de rotura o de resistencia última. A este procedimiento en conjunto se le conoce como “Diseño en base a resistencia” o “Diseño por factores de carga y resistencia” (*Load and Resistance Factor Design*, LRFD).

Sin embargo, este método de diseño, por basarse en fuerzas, no contempla las fallas posibles por deformación que se pueden presentar en el comportamiento no lineal de los componentes de la estructura. Por ejemplo, la influencia de tener un piso blando, el comportamiento de unas columnas cortas o la capacidad de tener suficiente redundancia en la estructura son temas que no pueden ser revisados de manera analítica mediante métodos elásticos. Estas posibles fallas podrían llevar a la estructura a un estado cercano al colapso.

En general, la deficiencia de los métodos en base a fuerzas es la de no poder disponer en la evaluación el comportamiento de la estructura luego de superar los límites elásticos de los componentes y de los materiales. Si se pudiese disponer de la historia del comportamiento inelástico de la estructura, se podría ajustar el diseño con el fin poder proporcionar a la estructura mayor capacidad, principalmente ante cargas sísmicas. Es por ello que las diferentes normas internacionales brindan recomendaciones o lineamientos que intentan evitar fallas o comportamientos no deseados para la estructuras.

Por otro lado, el diseño realizado en la etapa de rotura no establece como requisito indispensable el cálculo de la ductilidad disponible en los elementos y, mucho menos, la verificación de la capacidad de la estructura de formar rótulas plásticas sin alcanzar el colapso bajo las cargas sísmicas. Para estos casos también existen recomendaciones para proporcionar a los elementos mayor ductilidad y para disponer de rótulas plásticas más largas, aunque estas hipótesis no podrán ser evaluadas empleando métodos elásticos de análisis.

Es por ello que los últimos códigos y normas consideran un “Diseño en base a desplazamiento” o “Diseño en base a desempeño”, los cuales requieren del cálculo de la ductilidad de los componentes y de la estructura, comparándolos con la ductilidad demandada por los sismos máximos considerados. Estas exigencias son generalmente

aplicadas a edificaciones sumamente importantes o a estructuras con elementos de disipación de energía, como aisladores o amortiguadores.

Cabe mencionar que, a pesar de no haberse mencionado antes, la rigidez de la estructura cumple un rol muy importante al mantener la integridad de los elementos no estructurales y reducir la percepción del movimiento sísmico. Esta rigidez se va degradando conforme la estructura disipe energía mediante la formación de rótulas plásticas. Es por ello que el cálculo y la verificación de los desplazamientos y de las derivas en el rango inelástico es una parte fundamental en el “Diseño en base a desempeño”.

El desempeño exigido para cada estructura puede variar según la funcionalidad y la importancia que tenga la edificación. Por ejemplo, un hospital, al ser una edificación que debe mantenerse funcional luego del sismo, debe generar pocas rótulas plásticas en el sismo severo en relación a las que puede ser capaz de presentar. De tal manera, la estructura mantiene niveles bajos de daños, la rigidez se degrada en menor medida y es económicamente reparable. Por otro lado, una edificación menor, como una vivienda, puede tener mayor pérdida de rigidez y mayor cantidad de rótulas plásticas, pero manteniendo su estabilidad y evitando el colapso de la estructura.

Por motivos económicos y de funcionalidad, es necesario diferenciar los enfoques de desempeño exigidos para cada tipo de edificación. Es por ello que el Comité VISION 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1995) definió niveles de desempeño sísmico exigidos según la importancia de las edificaciones.

Sismo Considerado		Niveles de desempeño			
Ocurrencia	$T_R$ (años)	Completamente operativo	Operativo	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Frecuente	45	Edificación Común			
Ocasional	75	Edificación Esencial	Edificación Común		
Raro	475	<b>Edificación Crítica</b>	Edificación Esencial	Edificación Común	
Muy raro	970	<b>Edificación Crítica</b>	<b>Edificación Crítica</b>	Edificación Esencial	Edificación Común

En resumen, para estructuras que se encuentran en zonas con alta sismicidad, es necesario tener un enfoque basado en fuerzas, en deformaciones y en ductilidad para cumplir con el nivel de desempeño establecido, según sea el caso.



Actualmente, existen herramientas que agilizan y simplifican el cálculo considerando propiedades y métodos no lineales, como el DRAIN-2DX, DRAIN-3DX, PERFORM-3D y SAP2000. (Inel y Baytan, 2006)

Muchos de los edificios dañados debido a últimos terremotos ocurridos, han sido diseñados y construidos bajo los principios de diseño sísmico más modernos. Es probable que estos daños sean producto de la falta de comprensión del comportamiento de los materiales estructurales bajo cargas dinámicas y el comportamiento inelástico de los diferentes sistemas estructurales. (Villaverde, 2007)



**Figura 0.1** Colapso de la vía elevada Hanshin Expressway luego del terremoto de Kobe, Japón en 1995. Fuente: Reuters



**Figura 0.2** Colapso del primer nivel del Hospital Olive View, California, luego del terremoto de 1971. Fuente: framework.latimes.com



En la **Fig. 0.1** se observa el viaducto elevado de Hanshin colapsado luego del terremoto de Kobe en 1995. Se observa claramente que en las bases de las columnas se han formado las rótulas plásticas y el acero de refuerzo ha alcanzado grandes deformaciones. Sin embargo, el giro alcanzado por estas rótulas plásticas superó la capacidad que tenía el diseño, por lo que se generó el colapso. Por otro lado, en la **Fig. 0.2** se observa el daño concentrado en el primer piso del Hospital Olive View luego del terremoto de 1971. Este daño es un claro ejemplo de piso blando (ver *ítem 7* del inciso 3.1 *Estructuración*). Estos casos pudieron pasar por un análisis más profundo en su desempeño sísmico de haber empleado procedimientos no lineales.

Se han propuesto diferentes métodos, entre simplificados y complejos, para desarrollar análisis estáticos y dinámicos no lineales, de los cuales algunos han sido incluidos como alternativas de análisis en reglamentos y códigos internacionales (Fajfar, 2002). Aun así, es difícil saber si estas herramientas nos permiten evaluar el desempeño de las estructuras debido a solicitaciones que producen al colapso. (Villaverde, 2007)

En contraparte de estos nuevos procedimientos que pretenden ser más “exactos”, existe una enorme participación de variables que no pueden tener la misma precisión que estos procedimientos. El ejemplo inmediato es la amplificación del movimiento del terreno, pues es un valor que varía por una gran cantidad de aspectos. Otro ejemplo claro es el amortiguamiento considerado en la estructura, pues es un parámetro dinámico que también es dependiente del daño de la estructura.

Es por todo lo mencionado que es necesario estudiar el concepto del comportamiento de las estructuras antes de sumergirse en la tarea de buscar número “precisos” y “exactos”. En los siguientes capítulos se describirá la filosofía actual en la ingeniería sísmo resistente y los conceptos necesarios para lograr el comportamiento sísmico requerido de cada estructura.

## CAPÍTULO 1:

# MARCO NORMATIVO

Las normas, los reglamentos y los códigos internacionales reúnen ya algunos lineamientos mínimos necesarios para lograr una estructura segura y económicamente reparable ante eventos sísmicos severos.

Los efectos sísmicos están cuantificados por espectros de diseño de pseudo aceleraciones que representan el efecto de la máxima aceleración basal en cada edificación en función de las condiciones del terreno, de la configuración estructural y del material. Esta aceleración máxima es el resultado de estudios probabilísticos y determinísticos basándose en una gran cantidad de registros medidos en movimientos sísmicos pasados. Esto quiere decir que las aceleraciones mostradas en las normas son, dentro de todo, aproximadas.

Asimismo, las recomendaciones de diseño son obtenidos y retroalimentados por el estudio del comportamiento de estructuras existentes sometidas a sismos pasados o por estructuras que colapsaron debido a ellas. En conclusión, el aprendizaje es continuo a partir de la investigación y de la experiencia real de las estructuras.

### **1.1. NORMA PERUANA**

La Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismo Resistente (2003) establece su filosofía en base a los siguientes objetivos en, y se cita:

- a. Evitar pérdidas de vidas humanas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Con esto, entonces, se define que el principal objetivo de la presente norma es salvaguardar las vidas y sus mínimos recursos necesarios. Además, resulta necesario considerar la seguridad de la edificación y su contenido, aunque no se establece algún límite mínimo. Esto se debe a que la norma reconoce que la protección completa ante eventos sísmicos severos no resulta técnica ni económicamente factible. Por ello se indican los siguientes principios que complementan la filosofía, y se cita:

- a. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- b. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.

- c. Para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla N°5 (ver norma), se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

La norma entonces reconoce que los daños en la estructura son aceptables para sismos moderados y severos, con tal que sean reparables y que no generen el colapso de la estructura, respectivamente. Sin embargo, en edificaciones esenciales se debe lograr que se mantenga su operatividad luego del sismo severo, lo cual es muy difícil lograr considerando los daños aceptables por la misma norma. Hay que recordar que, por seguridad y prevención, se suele declarar como “inhabitable” aquella edificación que presente muchos daños en la estructura, lo cual anula completamente su operatividad.

Como consideración general, la presente norma establece que “las fuerzas sísmicas de diseño son una fracción de la sollicitación sísmica máxima elástica” como consecuencia de “aceptar que las edificaciones tengan incursiones inelásticas frente a sollicitaciones sísmicas severas”. Esto quiere decir que se reducen las fuerzas sísmicas elásticas o el espectro de diseño de pseudo aceleraciones según sea la capacidad que tenga la estructura a experimentar daños sin perjudicar en gran medida su operatividad y su integridad. Según esto, si se desea que la edificación mantenga su completa operatividad luego del sismo severo, se debe considerar una reducción a las fuerzas o aceleraciones sísmicas que refleje la poca incursión en el rango inelástico con relación a la capacidad de la estructura.

## **1.2. REGLAMENTO “ASCE/SEI 7-10”**

La Asociación Americana de Ingenieros Civiles (*American Society of Civil Engineers*, ASCE) y su Instituto de Ingeniería Estructural (*Structural Engineering Institute*, SEI) publican el Reglamento ASCE/SEI 7 Cargas Mínimas de Diseño para Edificaciones y Otras Estructuras (*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*), con última versión del 2010.

El Capítulo 11: *Criterio de Diseño Sísmico*, establece las consideraciones básicas para el diseño sismo resistente. Al principio del capítulo se indica que las cargas sísmicas empleadas se basan en la disipación de energía inelástica de la estructura. Entonces, de manera similar a la Norma Peruana, el Reglamento del ASCE acepta la incursión de la estructura al rango inelástico, lo cual genera la presencia de daños.

Además, en el mismo capítulo, se indica que los requisitos de diseño, detallado y construcción deben aplicarse incluso a aquellas estructuras o componentes donde predominan combinaciones que no incluyen las cargas sísmicas. En la práctica común de estructuración, análisis y diseño, se establece el sistema resistente a sismo, el cual deberá disponer de rigidez, resistencia y ductilidad necesarias para cumplir un desempeño sísmico satisfactorio. El resto de componentes, entonces, no deberán tomar relevancia en el comportamiento sísmico pero deberán acompañar las deformaciones sísmicas de la estructura.

Moehle (2014) indica que las componentes que sólo resisten cargas de gravedad no son consideradas como parte del sistema resistente a fuerzas horizontales. Sin embargo, deben

ser capaces de soportar las cargas de gravedad durante el evento sísmico y deberán ser diseñados bajo consideraciones sísmicas. Por esta razón, es necesario comprender la participación de estos elementos en el comportamiento sísmico global de la estructura, sobre todo luego de superar el rango elástico.

En base a estos argumentos surge la necesidad de comprender cuál es el comportamiento de cada componente, pertenezca o no al sistema resistente a sismos, durante el evento sísmico severo, el cual obligará a la estructura a incursionar en el rango inelástico. El problema es que el procedimiento habitual para el diseño sismo resistente consiste en una fuerza elástica reducida aplicada a una estructura con propiedades también elásticas, lo cual no brinda ninguna información sobre las consecuentes etapas de daños. Por ello, surge la importancia de considerar otro tipo de análisis, el cual considere propiedades inelásticas de la estructura y fuerzas sísmicas generadas en base a sismos reales.

### **1.3. REGLAMENTO “ACI 318-14”**

El Reglamento del Instituto Americano del Concreto (*American Concrete Institute, ACI*), elaborado por el comité 318, con su última versión del 2014, brinda lineamientos para el análisis y diseño de elementos de concreto armado. Las versiones predecesoras de este documento han sido grandes referentes para la elaboración de diferentes normas internacionales, incluyendo la peruana.

El Capítulo 18: *Estructuras Resistentes a Sismo* es aplicable a los siguientes elementos, y se cita:

- a. Sistemas estructurales designados como parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas, incluyendo diafragmas, pórticos resistentes a momento, muros estructurales y cimentaciones.
- b. Componentes que no han sido designados como parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas pero requieren soportar otras cargas mientras se desarrollan deformaciones asociadas a los efectos sísmicos.

Este último inciso muestra la concordancia con lo establecido por el ASCE/SEI 7-10 sobre los elementos que no conforman el sistema sismo resistente, los cuales deben mantener su funcionalidad de soportar cargas gravitacionales mientras soportan deformaciones sísmicas.

Entre los comentarios iniciales del capítulo, se indica que el reglamento proporciona requisitos mínimos para estructuras de concreto con el fin de que sean capaces de soportar una serie de oscilaciones dentro del rango inelástico sin sufrir deterioro crítico en resistencia. La integridad de la estructura en el rango de respuesta inelástica debe mantenerse debido a que las fuerzas sísmicas de diseño son menores a aquellas correspondientes a la esperada.

Aquí surge otro dilema en el procedimiento comúnmente empleado: el análisis se realiza mediante métodos elásticos mientras que el diseño de los elementos de concreto armado se realiza por rotura, lo cual considera las propiedades inelásticas. Este procedimiento es

aceptado bajo sustentos empíricos y analíticos, sin embargo algunas edificaciones han mostrado deformaciones excesivas que resultan críticas para la integridad de la estructura.

Por ello, se ha ido dejando de lado el concepto de diseño en base a esfuerzos y se está considerando el diseño en base a desplazamientos o en base a desempeño, el cual exige que se conozca la respuesta inelástica de la estructura, permitiendo reconocer y corregir los mecanismos de falla. La complejidad, el tiempo y la sofisticación requerida para realizar estos nuevos procedimientos en las oficinas de ingeniería resultan inviables.

#### **1.4. REGLAMENTO “EUROCODE 8”**

El reglamento del Euro-código 8 (Eurocode 8, 2005) describe el diseño de estructuras resistentes a sismo, y se basa de manera similar en los conceptos y principios de los documentos antes mencionados. Sin embargo, algo peculiar de este reglamento es que indica claramente dos requerimientos en el diseño, en base a dos niveles de sismos, cada uno con un grado adecuado de confiabilidad.

- Requerimiento de no colapso:

La estructura debe ser diseñada y construida para soportar las acciones sísmicas de diseño sin colapso local o global, de tal manera que pueda mantener su integridad estructural y su capacidad de soportar las cargas residuales luego del evento sísmico. Se recomienda una probabilidad de excedencia de 10% y un período de retorno de 475 años en 50 años de vida útil.

- Requerimiento de limitación de daños

La estructura debe ser diseñada y construida para soportar acciones sísmicas con mayor probabilidad de ocurrencia que el sismo de diseño, sin la ocurrencia de daños, sin limitaciones de uso y sin costos de reparación desproporionalmente altos en comparación con el costo de la estructura misma. Se recomienda una probabilidad de excedencia de 10% y un periodo de retorno de 95 años en 10 años de vida útil.

El reglamento europeo establece entonces dos niveles de sismos para el diseño y las condiciones asociadas a cada uno. Para definir estos niveles de sismos emplea el mismo porcentaje de excedencia, variando el período de retorno y el período de vida útil.

Esto resulta útil en cuanto a peligro sísmico se refiere al establecer la importancia de la edificación y el nivel de desempeño que se desea en un sismo muy severo. Por ejemplo, una estructura que, debido a su importancia, se proyecta una vida útil de 100 años, el sismo de diseño debería tener un período de retorno de 1000 años a fin de mantener la probabilidad de excedencia en 10%.



## **CAPÍTULO 2:**

# **REQUISITOS ESTRUCTURALES**

Con el objetivo de brindar un comportamiento sísmico adecuado a la estructura y de mantener la funcionalidad de aquellas edificaciones denominadas esenciales, se establecen los requisitos que se deben cumplir para tener una buena orientación a dicho objetivo.

Estos requisitos reflejan los conceptos básicos indicados en los distintos documentos normativos, reglamentarios y referenciales dentro del tema del diseño sismo resistente, todos con la misma finalidad de obtener una estructura capaz de mantener la operatividad y la seguridad luego de un sismo severo.

### **2.1. RESISTENCIA Y RIGIDEZ**

Esteva (1980) describe que el diseño sismo resistente no consiste en producir estructuras capaces de soportar una serie de fuerzas laterales, sino que implica producir sistemas que se caractericen por su óptima combinación de resistencia, rigidez y capacidad de disipar energía y deformarse dúctilmente. Estas propiedades podrán permitir que la estructura responda a los sismos frecuentes y moderados sin sufrir daños significativos, mientras que para sismos severos no pongan en peligro el contenido, la seguridad de los ocupantes ni la estabilidad de la misma estructura.

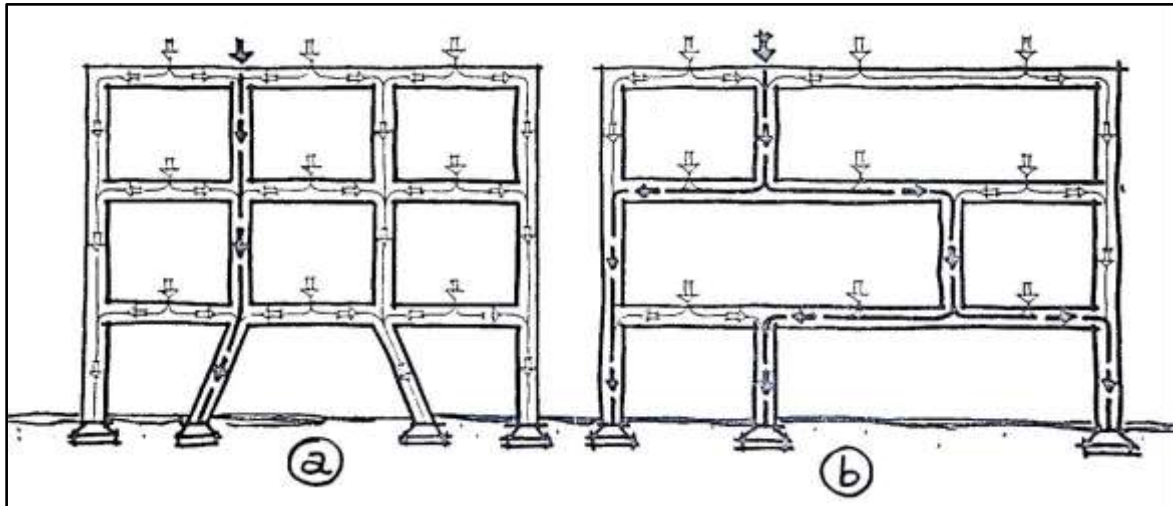
Uno de los principales objetivos del diseño sismo resistente es proteger las vidas, tanto durante un sismo frecuente, moderado o severo. Esto se puede lograr mediante la adecuada combinación de resistencia y de ductilidad en la estructura. Estos aspectos aseguran que la edificación, mediante la disipación de energía tanto por deformaciones elásticas como por deformaciones y daños inelásticos, esté protegida del colapso parcial o total durante un sismo de gran intensidad.

Otro objetivo principal es reducir los daños de la edificación, proteger el contenido y reducir la sensación de movimiento por parte de los usuarios durante un sismo frecuente o moderado. Incluso, aunque en menor medida, en sismos severos. Estos objetivos se satisfacen mediante el aporte de rigidez a la estructura. Las bajas deformaciones y aceleraciones de la edificación exigen menos incursiones inelásticas de la estructura, traducidas en daños, y reducen el movimiento de los usuarios y contenidos. Sin embargo, los elementos que suelen brindar rigidez a la estructura, también suelen mostrar menor ductilidad para el sistema.

### **I. TRAYECTORIA DE CARGAS**

Un comportamiento deseado es aquel que permite que las cargas sean transmitidas, desde sus puntos de aplicación hasta los apoyos, procurando que el trayecto sea sencillo, cómodo, sin complejidades ni irregularidades (Torroja, 1957). La complejidad que pueden tener los

esfuerzos en esta trayectoria dentro de la estructura refleja la irregularidad presente en altura o elevación (ver **Fig. 2.1**), la cual se pretende evitar en edificaciones en zonas sísmicas.



**Figura 2.1** Esquema de recorrido de cargas para (a) una estructura regular y (b) una estructura irregular en altura. Fuente: Torroja, 1957

## II. ESTADOS LÍMITES

Cuando una estructura o una parte de ella excede en esfuerzos y/o deformaciones a las de diseño, puede llegar a algunos de los estados límites del material o del elemento. Estos estados límites representan mecanismos en que la funcionalidad de la estructura o componente se va degradando. Los estados límites para estructuras de concreto armado pueden ser divididos en tres grupos básicos (Wight & MacGregor, 2012):

### a. ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS:

Estos estados límites involucran el colapso de componentes o la estructura de manera parcial o total. Debido a la pérdida de vidas y de bienes que podría ocasionar, estos estados límites deben tener una baja probabilidad de ocurrencia.

#### PÉRDIDA DE EQUILIBRIO

Representa la inestabilidad de una parte o el total de la estructura como un cuerpo rígido. Esta condición resulta cuando no se pueden generar las reacciones necesarias para el equilibrio.

#### RUPTURA

La mayoría de diseños que se realizan en elementos estructurales de concreto armado se efectúan en este estado límite, como son el diseño por tracción, flexión, cortante y torsión, y aquellos que provienen de efectos combinados (flexo compresión, flexo tracción, etc.). La ruptura de una sección crítica podría generar el colapso parcial o total de la estructura.

## COLAPSO PROGRESIVO

En algunas estructuras, al aplicarse a un elemento una carga mayor a la carga de diseño, ésta puede llegar a la falla. Esta carga aplicada se redistribuye a los elementos adyacentes, los cuales también pueden llegar a la falla. De esta manera, gran parte de la estructura puede llegar al colapso progresivo.

Para controlar este mecanismo es necesario involucrar conceptos de *redundancia e integridad estructural*, así como el de *líneas de resistencia*, los cuales se tratarán más adelante en el *ítem 2.2 inciso III*. Estos conceptos, además de evitar el colapso progresivo, mantienen la estabilidad y seguridad de la estructura conforme se incrementa la carga sísmica, lo cual indica que permite incrementar la ductilidad.

## FORMACIÓN DE MECANISMO PLÁSTICO

Se basa en la formación de rótulas plásticas, las cuales consisten en que el acero de refuerzo de una sección o tramo de un elemento sometido a flexión entra en fluencia, incrementando así el giro del tramo. En mecanismo plástico es la etapa en que el elemento deja de tener capacidad de mantener el equilibrio producto de la aparición de las rótulas plásticas.

## INESTABILIDAD

Es aquella en que se pierde la estabilidad sin llegar a algunos de los mecanismos anteriores. El caso más representativo y común es la del pandeo. El pandeo consiste en la reducción significativa de la capacidad axial de una columna esbelta debido a las deformaciones laterales provenientes de grandes fuerzas de compresión o del sismo. Esto se precisará en el *ítem 3.3 requisitos para diseño de columnas*.

## FATIGA

Rotura del material debido a un esfuerzo (de servicio) menor al de falla bajo ciclos de cargas repetitivas. Este tipo de mecanismo se presenta en elementos sometidos a cargas dinámicas. Sin embargo, cabe indicar que el sismo no es una carga cíclica, pues no se aplica frecuentemente a la estructura.

### b. ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Consisten en una alteración o interrupción de la funcionalidad de la estructura. Ya que no involucra pérdidas de vidas ni daños mayores de los bienes, pueden permitirse un mayor porcentaje de probabilidad.

## DEFLEXIONES EXCESIVAS

Las grandes deformaciones en las componentes pueden generar diferentes efectos en la estructura, en elementos no estructurales y en la comodidad de



los usuarios. Las deflexiones significativas de una losa o una viga pueden generar agrietamiento o deformación de los elementos no estructurales que se encuentran por debajo o por encima de éstos. Además, genera incomodidad e inseguridad por parte de los usuarios. Asimismo pueden generarse los mismos efectos por las deformaciones excesivas de otros elementos estructurales.

#### ANCHOS DE GRIETA EXCESIVAS

Las grandes grietas en elementos estructurales pueden exponer al concreto y al acero de refuerzo a agentes externos que ocasionan deterioro o desgaste, como sulfatos y cloruros. Si bien el concreto debe fisurarse por tracción para que el refuerzo empiece a tomar estos esfuerzo de tensión, es posible detallar el refuerzo para reducir al mínimo los anchos de grieta.

#### VIBRACIONES INDESEABLES

Vibraciones verticales de techos o puentes y vibraciones laterales y torsionales de edificaciones altas pueden incomodar y perturbar a los usuarios. Sin embargo, pocos son los casos de ocurrencia de altas vibraciones en edificios de concreto armado.

#### c. ESTADOS LÍMITES ESPECIALES

Estos casos corresponden a condiciones o cargas poco normales. Entre ellos se pueden mencionar los siguientes: daño o colapso en sismos severos, tsunamis, exposición a altas temperaturas, daños por explosiones o colisiones vehiculares, corrosión o deterioración.

### III. ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

El aporte de los elementos no estructurales resulta significativo, no sólo como un riesgo para los usuarios en el lapso de evacuación, sino como parte interactiva de la misma estructura. Ya es conocido el efecto que generan los muros de tabiquería con las columnas o muros durante el sismo. En el caso de tabiques contruidos de manera adosada a la estructura, por más que no lo consideremos en el análisis, estos muros no estructurales darán un aporte en la rigidez y en la masa de la edificación, lo cual podría alterar el comportamiento de la estructura. Sin embargo, esta nueva configuración no siempre es perjudicial.

Si la estructura es simétrica y los tabiques que son adosados también tienen una disposición simétrica, éstos aportarán mayor rigidez lateral sin generar efectos de torsión. Es cierto que este incremento de rigidez aumentará las fuerzas sísmicas debido a la reducción del periodo. Ya que los tabiques son un punto débil en el sistema resistente al sismo, éstos se irán deteriorando durante el sismo hasta tener una influencia muy baja en el comportamiento de la estructura, llegando al comportamiento proyectado originalmente.

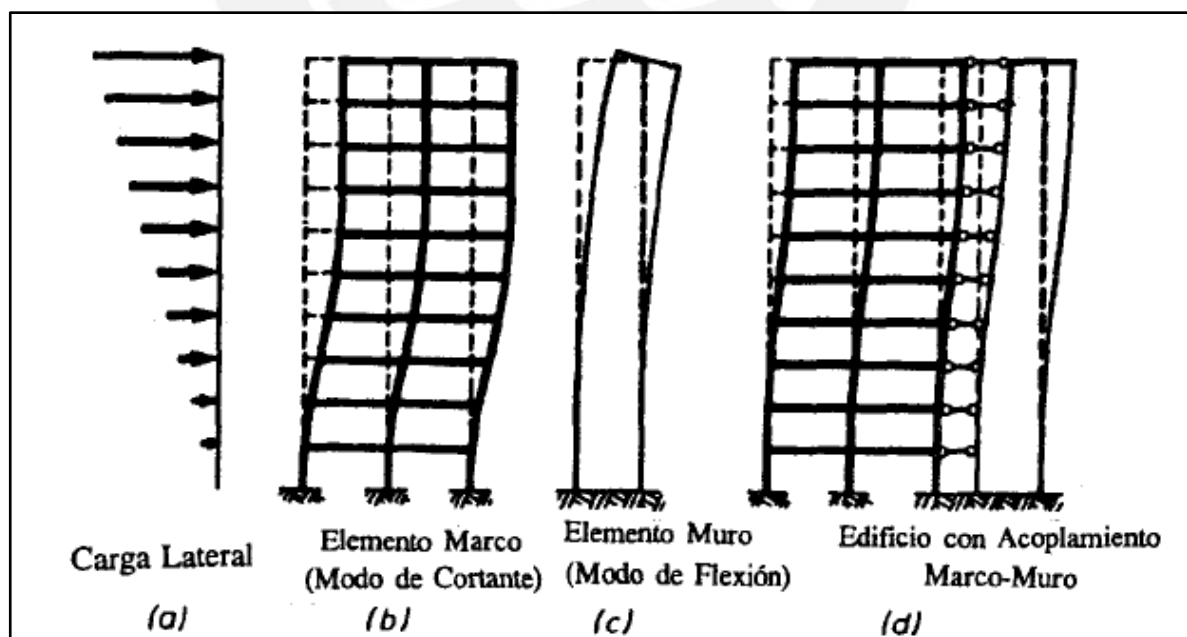
Sin embargo, si existe asimetría en la estructura y/o en la disposición de tabiques (tanto en planta como en altura), el aporte de rigidez en la estructura será también en proporción asimétrica. Algunos muros estarán más esforzados que otros, lo que no genera problemas pues nunca fueron estructurales, pero se podrían presentar que algunas columnas o algunos muros se esfuercen aún más de lo proyectado originalmente.

Por ello, es necesario tener mucho cuidado y criterio para disponer los tabiques respecto a los elementos estructurales. El anular la junta entre tabique y los elementos verticales puede brindar una mayor rigidez a la estructura, como también puede generar que la estructura nunca trabaje como fue diseñada.

#### IV. COMPORTAMIENTO DE PÓRTICOS Y DE MUROS

Los pórticos o marcos dúctiles, interactuando con los muros de concreto armado, pueden generar una estructura con una significativa fuente de disipación de energía, sobre todo para los entresijos superiores. Asimismo, debido a la gran rigidez lateral de los muros, se tiene buen control de las derivas de entresijo y, principalmente, se reduce el riesgo de generarse rótulas plásticas en las columnas.

Como se observa en la **Fig. 2.2**, bajo las acciones de las fuerzas sísmicas, un edificio principalmente conformado por pórticos mostrará una deformación en elevación principalmente del tipo corte, similar a una columna empotrada en sus extremos. Por otro lado, la edificación conformada sólo por muros mostrará un comportamiento como una viga en volado sometida a flexión (Paulay & Priestley, 1992). La combinación adecuada de ambos sistemas permitirá lograr una configuración suficientemente rígida para limitar las deformaciones pero también flexible como para reducir su pseudo aceleración de diseño.



**Figura 2.2** Patrones de deformación debido a (a) cargas laterales para (b) un pórtico, (c) un muro y (d) un sistema mixto. Fuente: Paulay & Priestley, 1992

Se aprecia que la inclusión de muros de concreto armado en las estructuras brinda muchos beneficios, tanto para reducir las derivas de entrepiso como para tomar mayor responsabilidad en la respuesta sísmica e involucrar en menor medida a los pórticos.

Por ello, es necesario disponer de un buen balance entre la rigidez y resistencia de los muros y la ductilidad de los pórticos para optimizar el funcionamiento del sistema completo. Para esto, el análisis debe considerar la compatibilidad de deformaciones en la estructura solicitada por cargas sísmicas o dinámicas, así como las solicitaciones gravitacionales. A pesar de que algunos valores particulares de la respuesta dinámica (deriva máxima, cortante basal máxima, solicitaciones en elementos) que tendrá la estructura no se diferenciarán mucho con los valores obtenidos por un procedimiento elástico, se considera necesario aplicar métodos de análisis no lineal para edificaciones cuyo comportamiento debe asegurar su operatividad luego del sismo severo.

## **V. DERIVAS O DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS**

Las derivas de entrepiso consisten en el cociente del desplazamiento relativo o diferencia de desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos dividido por la altura entre tales niveles. Muchos códigos de diseño y reglamentos limitan la deriva máxima de entrepiso de la edificación, exigiendo así un mínimo de rigidez estructural en la edificación.

El control de estos desplazamientos se torna importante por tres motivos: (1) estabilidad estructural, (2) integridad estructural y daños potenciales a componentes no estructurales y (3) comodidad del usuario durante y después del movimiento. (Naeim, 2001)

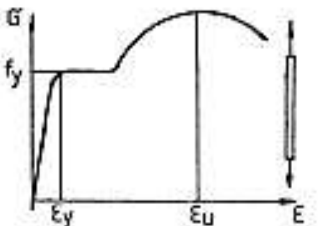
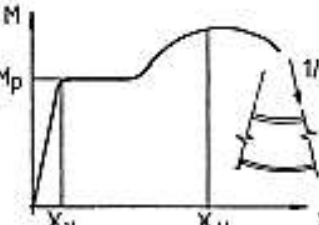
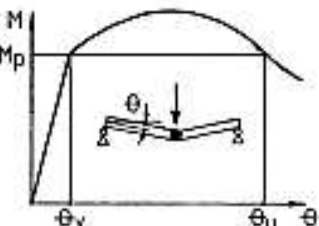
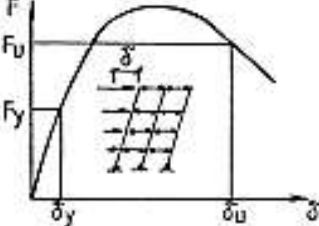
La protección del contenido de la edificación, así como la percepción de los usuarios del movimiento sísmico, están relacionadas a la deriva que sufre la estructura. Un buen control de derivas permite reducir los daños al contenido y la aceleración que sufren las personas dentro de la edificación. Como se sabe, la rigidez que brindan los muros de concreto a la estructura permite obtener desplazamientos menores.

## 2.2. DUCTILIDAD

Uno de los requisitos del buen desempeño sísmico es la disipación de energía. Esto se logra generalmente, bajo la filosofía del diseño sismo resistente, mediante disipación de energía histerética en la estructura. Estos daños se traducen, para edificaciones de concreto armado, como formación de rótulas plásticas. Además, estos daños, junto a los desplazamientos laterales, no deben perjudicar, según su uso, con la operatividad de la edificación.

La ductilidad es la capacidad de la estructura para soportar deformaciones inelásticas (debido a la formación de rótulas plásticas) sin reducción significativa de la resistencia. La ductilidad de una estructura permite predecir la capacidad total de deformación que posee, lo que es el criterio más importante para el diseño de estructuras bajo cargas sísmicas.

Gioncu (2000) define diferentes tipos de ductilidad, desde el presentado a nivel de material hasta nivel de estructura, los cuales se muestran en la **Fig. 2.3**.

Tipos de ductilidad	Representación esquemática (envolvente positivas)	Definición
Ductilidad axial (material)		$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}$
Ductilidad de la sección transversal (curvatura)		$\mu_\chi = \frac{\chi_u}{\chi_y}$
Ductilidad del componente (rotación)		$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y}$
Ductilidad de la estructura (desplazamiento)		$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y}$

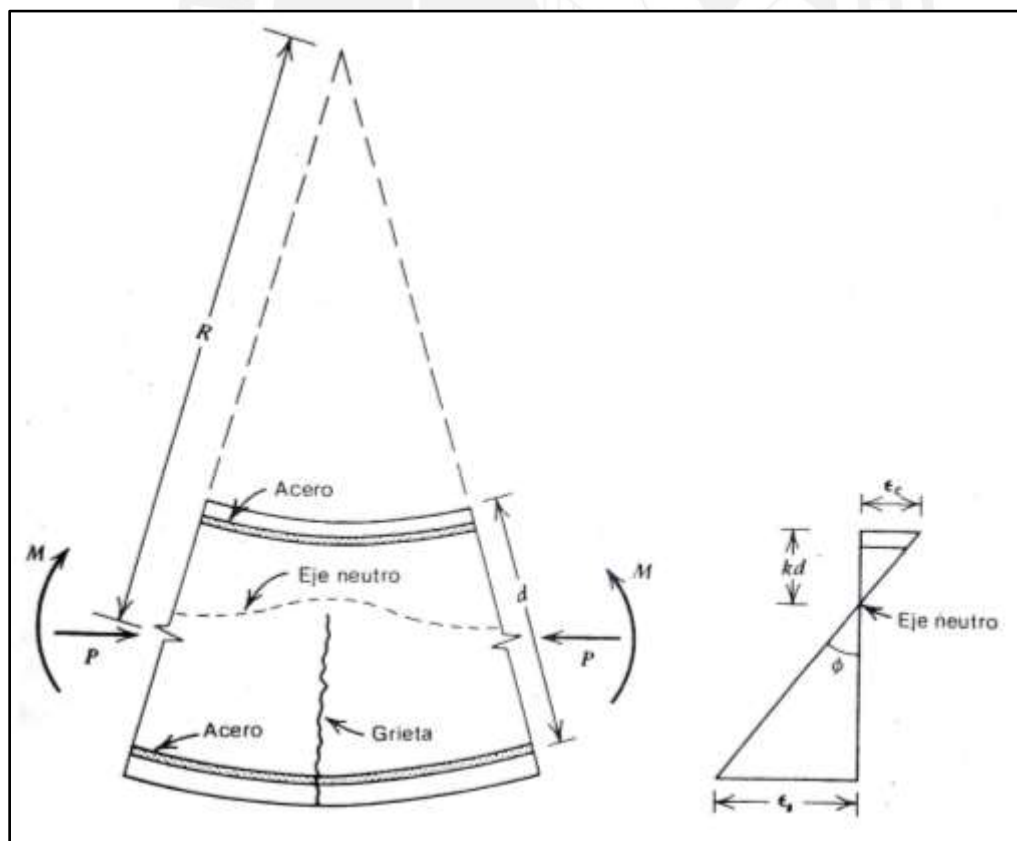
**Figura 2.3** Tipos de ductilidad. Fuente: Gioncu, 2000

El uso del concepto de ductilidad permite reducir las fuerzas sísmicas de diseño debido a que la energía ya no se disipa sólo por deformaciones elásticas. Es decir, una estructura que posee mucha ductilidad, que permite formar muchas rótulas plásticas sin mayor reducción de rigidez o resistencia, puede ser diseñada con una pequeña porción de la fuerza sísmica elástica. En esto se basa la mayoría de códigos y reglamentos de diseño sismo resistente.

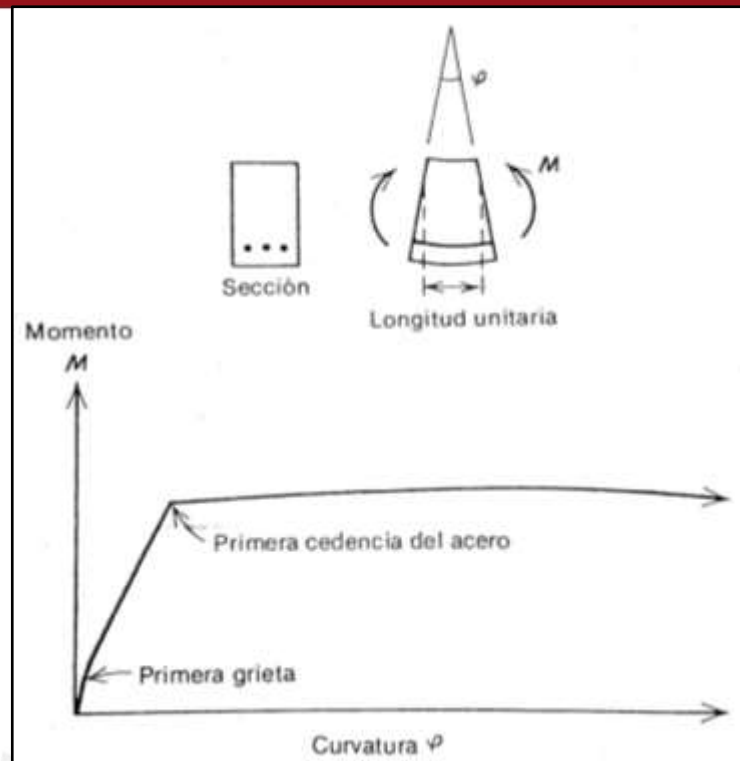
## I. DUCTILIDAD DE CURVATURA Y DUCTILIDAD DE GIRO

En la **Fig. 2.4** se observa un tramo de viga de concreto armado, inicialmente recto, sometido a fuerza axial y momento flector en cada extremo. El radio de curvatura  $R$  se mide desde el centro de curvatura hasta el eje neutro del elemento o viga. Esta medida puede variar si el momento flector también varía. Entonces se define  $1/R$  como la curvatura, la cual representa la rotación por longitud unitaria del miembro y se denota con  $\phi$  (Park & Paulay, 1975).

La curvatura varía de acuerdo a la rigidez de la sección y al momento flector aplicado. Si se grafica cada punto representativo de momento versus curvatura, se obtiene un diagrama que permite visualizar la historia de comportamiento de la sección sometida a flexión. Un diagrama típico de momento – curvatura posee los siguientes puntos relevantes, tal como se aprecia en la **Fig. 2.5**: (a) primer agrietamiento del concreto, (b) sección fisurada, (c) fluencia del acero de refuerzo más lejano en tracción y (d) rotura en compresión del concreto.



**Figura 2.4** Deformación de un miembro a flexión. Fuente: Park & Paulay, 1975



**Figura 2.5** Diagrama momento – curvatura para una viga simplemente apoyada de concreto armado. Fuente: Park & Paulay, 1975

La ductilidad de curvatura depende de muchos aspectos del concreto armado, entre ellos se mencionan los más importantes:

a. RESISTENCIA DEL CONCRETO

La ductilidad de curvatura es directamente proporcional a la resistencia nominal del concreto  $f'_c$ . Mientras mayor sea la resistencia del concreto empleado, mayor será la ductilidad de curvatura. Esto se debe a que los concretos con mayor resistencia son también más rígidos, prolongando su deformación hasta la rotura.

Es por ello que los códigos y normas indican un valor mínimo para el  $f'_c$  del concreto empleado en elementos estructurales sometidos a eventos sísmicos.

b. CONFINAMIENTO

El refuerzo transversal del elemento tiene una función adicional a la de resistir los esfuerzos cortantes en la sección. Este refuerzo permite que el núcleo de concreto pueda seguir dentro del elemento, confinándolo y evitando así la falla frágil. Este núcleo puede soportar esfuerzos de compresión luego de superar el límite de deformación. Por lo tanto, el buen confinamiento del concreto permite aumentar la ductilidad de curvatura del elemento.



Es por ello que los códigos y normas indican una cuantía mínima de refuerzo transversal por confinamiento en los extremos de elementos estructurales sometidos a eventos sísmicos.

c. ACERO DE REFUERZO EN TRACCIÓN

El refuerzo sometido a tracción es el que soporta la deformación dúctil del elemento estructural, siendo esta deformación inelástica a partir de la deformación de fluencia. Si bien el incrementar la cuantía de refuerzo en tracción aumenta la resistencia a flexión de la sección de concreto armado, esto no incrementa la ductilidad de la sección. Por el contrario, lo reduce, pues al tener mayor área de refuerzo reduce el esfuerzo y, por ende, las deformaciones. Por este hecho, menores cuantías de acero permiten que la sección presente mayor ductilidad.

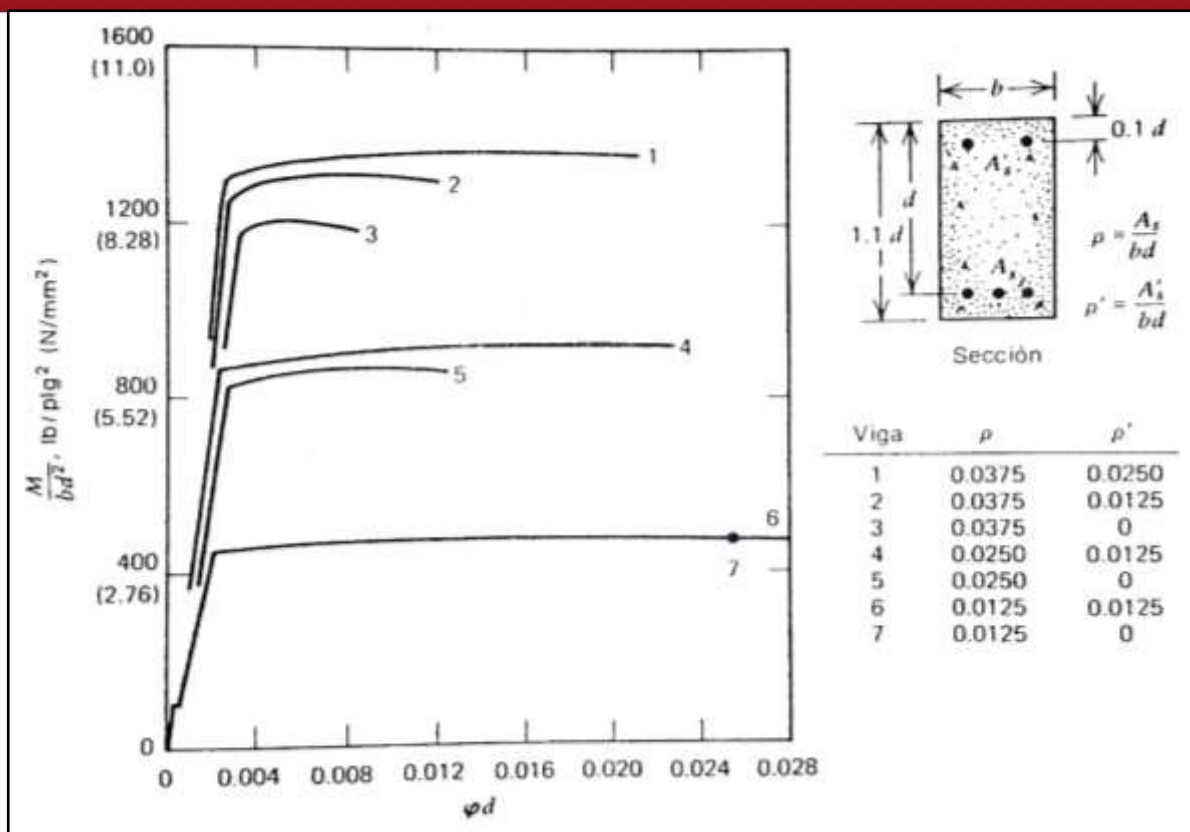
Es por ello que los códigos y normas indican una cuantía máxima para el refuerzo en tracción en los extremos de elementos estructurales sometidos a eventos sísmicos.

d. ACERO DE REFUERZO EN COMPRESIÓN

Adicionando el efecto del acero de refuerzo en tracción, se emplea acero en compresión para aumentar la ductilidad de la sección, pues reduce la deformación del concreto, prolongando su deformación hasta la rotura. Por ello, cuando es necesaria determinada cuantía de refuerzo en tracción, que podría reducir significativamente la ductilidad, se asigna también una cuantía en compresión para balancear este efecto.

Es por ello que los códigos y normas indican una cuantía mínima para el refuerzo en compresión en los extremos de elementos estructurales sometidos a eventos sísmicos.

La **Fig. 2.6** muestra una comparación de una sección con diferentes cuantías de refuerzo en tracción y en compresión. Vemos que las menores cuantías en tracción presentan menor resistencia pero mayor ductilidad. También se observa que las cuantías de refuerzo en compresión tienen mayor efecto cuando se emplean mayores cuantías de refuerzo en tracción.



**Figura 2.6** Comparación de una viga de concreto armado con diferentes cuantías de refuerzo en tracción y compresión. Fuente: Park & Paulay, 1975

## II. DUCTILIDAD REQUERIDA Y DUCTILIDAD DISPONIBLE

Como se ha mencionado en el *Capítulo 1*, las fuerzas sísmicas pueden ser reducidas debido a determinada ductilidad, tal que la disipación de energía de la estructura se genere durante la incursión del rango inelástico sin alcanzar el colapso. En toda estructura se espera que la ductilidad requerida o demandada por el sismo deba ser menor a la ductilidad disponible. Y no sólo eso, debe mantener cierta lejanía al colapso y cierta cercanía al rango elástico según la operatividad que debería mantener luego del sismo.

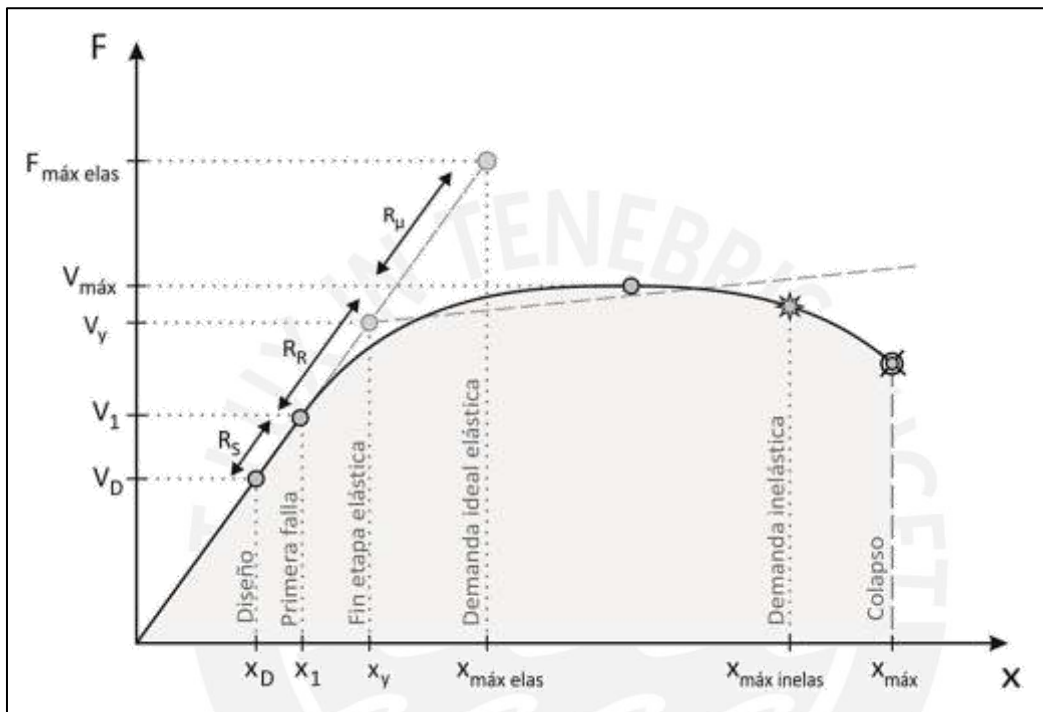
Por ejemplo, si se desea que una central nuclear permanezca completamente operativa luego de la ocurrencia del sismo, la ductilidad exigida debe ser nula y la fuerza de diseño debe ser elástica. De esta manera no se presentarán daños en forma de fisuras, tanto en los elementos estructurales como no estructurales, y se podrá proteger el contenido de la estructura. Otro ejemplo es la de un hospital, que resulta inviable que se diseñe con fuerzas elásticas, por lo que la ductilidad exigida es alrededor del 30% de la disponible, esto en base al nivel de desempeño de operatividad del SEAOC (1995).

Para determinar la ductilidad disponible y la ductilidad requerida se suele emplear un análisis estático incremental considerando propiedades no lineales del material, también llamado "Pushover". En el *Capítulo 4* se dará más detalle de este procedimiento. Este tipo de



análisis permite conocer la curva de capacidad de una edificación relacionando el desplazamiento lateral máximo con la fuerza cortante basal.

La **Fig. 2.7** muestra un ejemplo de la curva de capacidad donde se observa el punto de colapso de la estructura, así como los puntos de máxima demanda elástica e inelástica del sismo. Se aprecia además que sólo una parte de la fuerza elástica es tomada por la estructura, pero con la necesidad de presentar la ductilidad necesaria para disipar la misma energía sísmica elástica.



**Figura 2.7** Ejemplo de curva de capacidad. Fuente: Propia

En el inciso 2.4 *Diseño en base a desempeño*, se comparará esta relación entre la ductilidad requerida y la disponible de la estructura.

### III. REDUNDANCIA E INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

Tal como se ha comentado en *Capítulo 1*, uno de los principios del diseño sismo resistente es que la estructura presente daños durante un sismo severo como resultado de disipar la energía proveniente del movimiento sísmico del suelo. Sin embargo, una de las condiciones para aceptar este principio es que la estructura, en el peor de los escenarios, no llegue al colapso.

Pues esto deduce que la estructura debe mantener su estabilidad y funcionalidad conforme se presenten los daños consecutivos. Es decir, conforme se generen las rótulas plásticas en ciertas zonas de la estructura, las fuerzas se deben ir redistribuyendo a otras zonas, las cuales, a su vez, cuando presenten rótulas, continuarán con la redistribución.

A partir de estas condiciones se define la redundancia, que resulta representar la capacidad de la estructura para generar rótulas plásticas, redistribuir fuerzas internas, disipar la energía y mantener la estabilidad dentro del margen inelástico. Esta propiedad está muy relacionada con el grado de hiperestaticidad de la estructura y de su ductilidad global. Es decir, si una estructura tiene un solo grado de hiperestaticidad, quiere decir que sólo se puede generar una rótula para que el sistema se torne isostático; y con dos rótulas, se torna en un mecanismo inestable. Asimismo, la estructura del ejemplo tendrá una ductilidad casi nula pues no tiene mayor capacidad de redistribución.

La integridad estructural es una manera de cuantificar la redundancia que puede presentar una edificación. Actualmente existen muchas maneras para determinar la integridad estructural. Una de las más sencilla es la de calcular el cociente entre el cortante basal máximo  $V_{máx}$  y el cortante correspondiente a la aparición de la primera rótula plástica  $V_1$ . Se observa, y resulta lógico, que para determinar la integridad estructural es necesario conocer parte o la totalidad del comportamiento inelástico de la estructura con el fin de conocer los diferentes estados de la estructura al incursionar en el rango inelástico.

#### IV. LÍNEAS DE RESISTENCIA

La práctica común del diseño sismo resistente consiste en establecer el sistema resistente a la acción del sismo y que éste sea el que controle los desplazamientos y el comportamiento inelástico de la estructura completa. Sin embargo, es recomendable asignar otros elementos o mecanismos que permitan resistir la redistribución de cargas laterales cuando el sistema principal incursione en el rango de comportamiento inelástico. De esta manera, es posible prolongar el rango elástico y/o el rango inelástico de la estructura mediante una secuencia de comportamientos diferentes, denominados líneas de resistencia.

Para determinar y diseñar correctamente las líneas de resistencia, es recomendable despreciar parcial o totalmente el aporte del sistema principal resistente a sismos. Así, se puede estimar las solicitaciones de estas líneas de resistencia cuando el sistema principal no tiene capacidad para soportar las cargas y se genera la redistribución.

A modo de ejemplo, se tomará en cuenta una edificación de gran altura con configuración dual (pórticos y muros de concreto armado). Sin duda, el sistema resistente a cargas laterales lo conforman principalmente los muros. Sin embargo se puede establecer el siguiente supuesto al aplicarse las cargas sísmicas.

- i. Los muros toman el mayor porcentaje (por ejemplo, 80%) de las cargas sísmicas, las cuales superan el límite elástico de los muros. El acero de refuerzo empieza a entrar en fluencia. Esta es la primera línea de resistencia.
- ii. Ya que los muros no pueden seguir tomando el mismo porcentaje de las fuerzas sísmicas, las cargas se redistribuyen a los pórticos (por ejemplo, hasta 50%). Este incremento se dará gradualmente conforme los muros van presentando mayor giro inelástico. Esta es la segunda línea de resistencia.

- iii. En el comportamiento inelástico de los pórticos, se desea que las rótulas plásticas se presenten sólo en las vigas y no en las columnas. Por ello se puede establecer que las columnas sean las que tomen la mayor parte del porcentaje que toman los pórticos (por ejemplo, hasta 35%). Por último, los pórticos pueden trabajar como elementos verticales en volado. Esta es la tercera línea de resistencia.

De esta manera, para el ejemplo indicado, es necesario emplear dos análisis adicionales al original. Primero, se articulan los muros, se asigna a los pórticos el 50% de la fuerza antes calculada y se diseñan las vigas. Segundo, partiendo del anterior, se articulan las vigas, se asigna a los pórticos el 35% de las fuerzas inicialmente calculadas y se diseñan las columnas. De esta manera, se logra que la estructura pueda cumplir dicha secuencia de resistencia, mostrando un comportamiento dúctil mejor controlado.

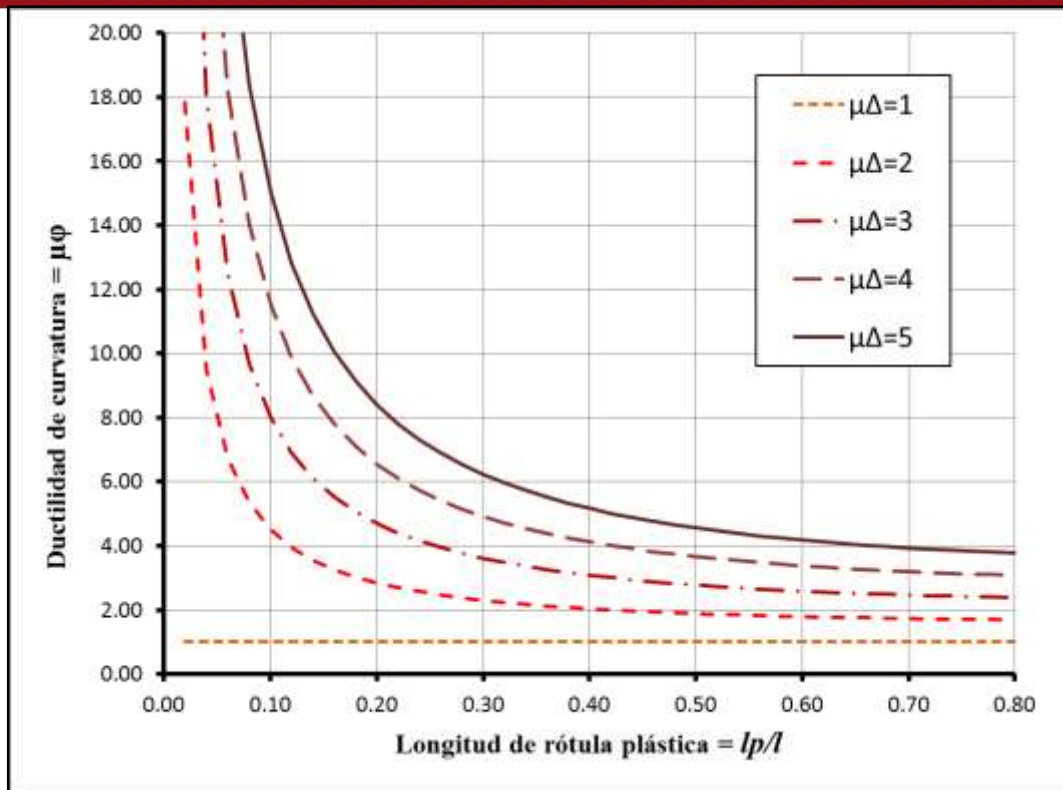
## V. RELACIÓN DE DUCTILIDAD DE CURVATURA CON DUCTILIDAD REQUERIDA DE LA ESTRUCTURA

Se ha visto que la estructura debe cumplir con una ductilidad requerida o demandada para poder disipar adecuadamente la energía del sismo. Además, esta disipación se da mediante la formación de rótulas plásticas, las cuales muestran una ductilidad de curvatura. Estas dos ductilidades, la requerida de la estructura y la de curvatura del elemento, están de algún modo relacionadas.

Paulay & Priestley (1992) plantearon la siguiente ecuación que involucra la ductilidad demandada de la estructura, la ductilidad de curvatura del elemento y la razón entre la longitud de rótula plástica y la longitud del elemento. Esta expresión permite encontrar la ductilidad de curvatura de la componente, con responsabilidad sísmica, según la ductilidad demandada y la longitud de rótula plástica (se verá más adelante).

$$\mu_{\phi} = 1 + \frac{(\mu_{\Delta} - 1)}{3 \cdot \left(\frac{l_p}{l}\right) \cdot \left[1 - 0.5 \cdot \left(\frac{l_p}{l}\right)\right]}$$

En la **Fig. 2.8** se observa de manera gráfica la relación entre la ductilidad de curvatura y la ductilidad requerida de la estructura. Para ello se han considerado diferentes curvas variando este último parámetro, con valores desde la unidad (completamente elástico) hasta el valor de 5.



**Figura 2.8** Ductilidad de curvatura respecto a la ductilidad requerida. Fuente: Propia

De manera de ejemplo, la ductilidad de curvatura de una placa, con longitud de rótula plástica igual al 10% de su longitud total, será de 8.0 para cumplir la ductilidad requerida de 3.0 para la estructura.

Cabe resaltar claramente que esta ductilidad requerida no es igual al coeficiente empleado para reducir las fuerzas sísmicas. A pesar de que sí son directamente proporcionales, no coinciden en valores y no se pueden emplear en la ecuación antes indicada.

## 2.3. DISEÑO POR CAPACIDAD

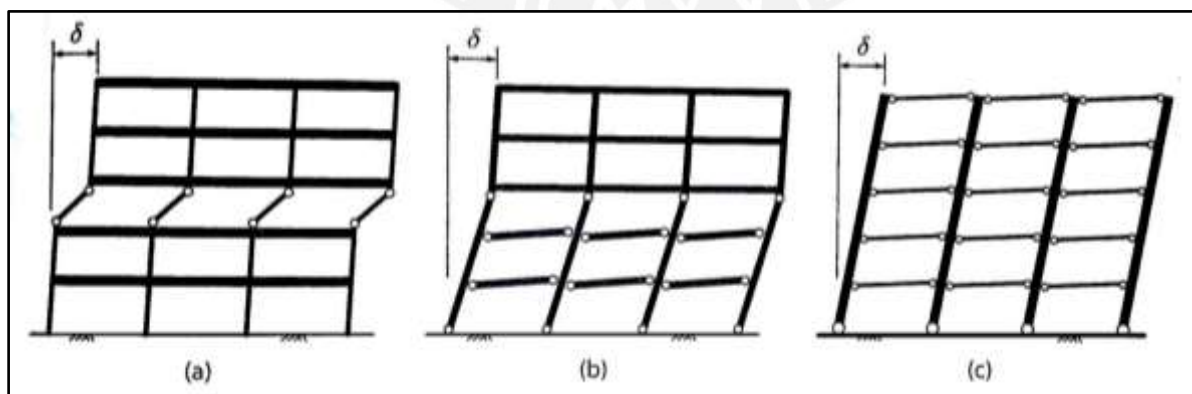
Debido a la falla frágil que puede presentar el concreto bajo esfuerzos de tracción y el comportamiento dúctil que se presenta en flexión, se empezó a buscar que los elementos estructurales lleguen al segundo mecanismo antes que el primero. El procedimiento de diseño llamado *Diseño por capacidad* fue desarrollado para edificaciones de concreto armado en Nueva Zelanda, bajo la dirección de Thomas Paulay. (Paulay, 1977)

La filosofía del diseño por capacidad consiste en la formación de mecanismos de fluencia (rótulas plásticas) y evitar otros tipos de falla frágiles. Este concepto permite controlar el comportamiento inelástico de la estructura y evitar que se formen mecanismos de falla frágil. Para ello se requiere que la resistencia a tracción y/o cortante sea mayor al asociado que genera que el acero de refuerzo en tracción empieza a fluir.

### I. MECANISMOS RELACIONADOS

Uno de los principales mecanismos que se desean dentro del diseño por capacidad es el llamado *columna fuerte – viga débil*. Debido a la carga en compresión que tienen las columnas, éstas suelen tener una ductilidad muy baja o, incluso, nula. Esto puede ocasionar una falla muy frágil cuando se requiera un giro inelástico para un extremo de columna. Por lo tanto, el concepto de columna fuerte – viga débil evita estas fallas frágiles en las columnas y evita que se formen rótulas concentradas en un solo entrepiso, conocido como piso débil o piso blando.

Los dos primeros casos de la **Fig. 2.9** muestran disposiciones indeseables de rótulas plásticas, pues éstas se concentran en uno o unos entrepisos, sin involucrar los elementos del resto de la estructura y exigiendo giros inelásticos en las columnas. Por otro lado, el último caso muestra una disposición idónea de rótulas plásticas, pues se llegan a formar en todos los extremos de las vigas y, finalmente, en la base de las columnas. Éste último se logra bajo el planteamiento de columna fuerte – viga débil. (Otani, 2004)



**Figura 2.9** Mecanismos de rótulas (a) en las columnas de un entrepiso, (b) en las vigas y columnas en varios niveles y (c) en las vigas del edificio y luego en la base de las columnas.

Fuente: Moehle, 2014

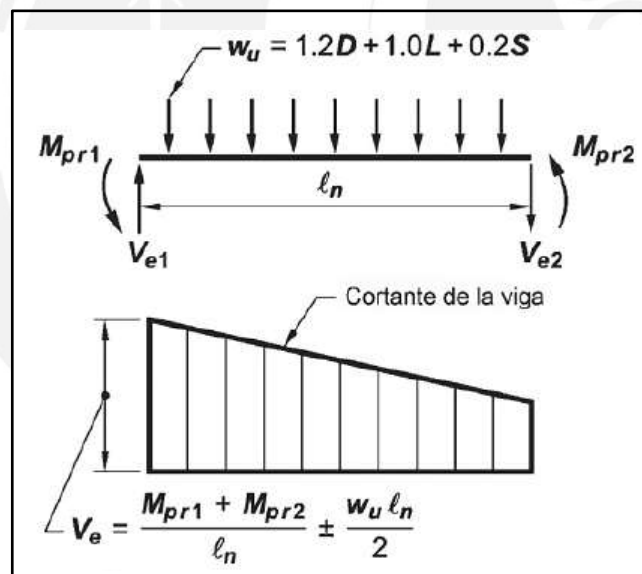


## II. CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO

Para el diseño de los elementos pertenecientes al sistema sismo resistente, se debe considerar la fuerza cortante asociada a aquella en que fluye el refuerzo en tracción por flexión. Es decir, se deben calcular los momentos flectores máximos que pueden soportar las secciones de los extremos del elemento, considerando el refuerzo longitudinal colocado. Luego, se deberá calcular la fuerza cortante asociada a esta condición y emplear este valor para el diseño por capacidad.

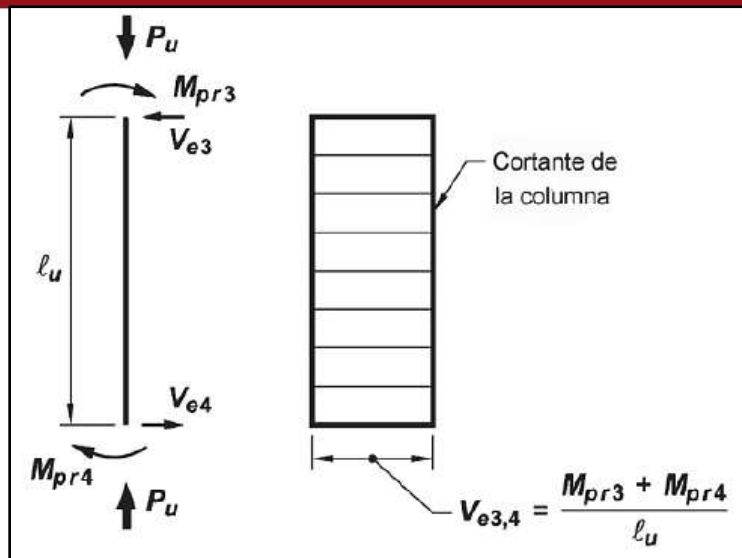
De esta manera, se calculan las fuerzas con las que se realiza el diseño por capacidad. Las figuras **Fig 2.10** y **Fig 2.11**, obtenidas del reglamento ACI 318-14, muestran el concepto y las fórmulas a emplear para este diseño sismo resistente, tanto para vigas como para columnas.

El momento flector  $M_{pr}$  representa el momento máximo probable que puede generarse en la viga o columna. En el caso de sistemas basados en pórticos, se considera que, debido a posibles sobre resistencias en la fabricación del concreto y del acero, el valor del momento probable  $M_{pr}$  es 1.25 por el valor del momento nominal  $M_n$  calculado con el refuerzo colocado. Mientras que para el caso de sistemas de muros, el valor de  $M_{pr}$  es igual al nominal  $M_n$ .



**Figura 2.10** Cortante de diseño para vigas que forman parte del sistema sismo resistente.

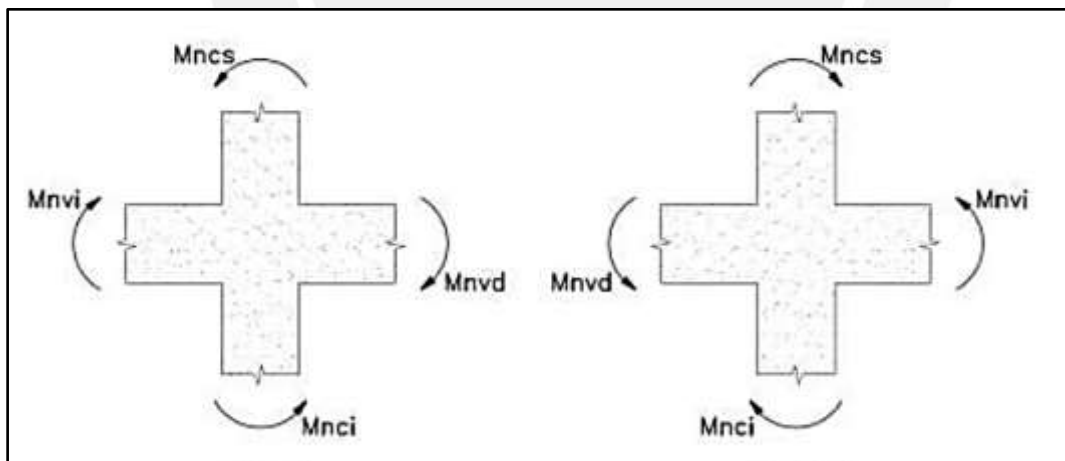
Fuente: ACI 318-14



**Figura 2.11** Cortante de diseño para columnas que forman parte del sistema sismo resistente. Fuente: ACI 318-14

Además, se debe asegurar el comportamiento columna fuerte – viga débil. Por ello se debe comparar las resistencias a flexión de los elementos que llegan al nudo y establecer que la suma de resistencias de las columnas debe presentar por lo menos 20% más resistencia que la suma de resistencias de las vigas. Las condiciones en que se deben analizar las resistencias que llegan a cada nudo se muestran en la **Fig. 2.12**.

$$\Sigma M_{n_c} \geq 1.20 \cdot \Sigma M_{n_v}$$



**Figura 2.12** Resistencias de elementos que llegan a los nudos. Fuente: NTP E.060

A este cálculo, se le agregan condiciones, como distribución de estribos por confinamiento, el cual suele gobernar el diseño, cuantías mínimas y máximas de refuerzo, etc.

## 2.4. DISEÑO EN BASE A DESEMPEÑO

Con la finalidad de uniformizar el objetivo y la filosofía de diferentes códigos, normas y prácticas profesionales de diseño sismo resistente, se ha establecido un nuevo diseño basado en deformaciones: *Diseño en base a desempeño*.

Este concepto se basa en la funcionalidad que pueden tener diferentes estructuras luego de un sismo severo. Los edificios esenciales y de seguridad crítica son los más protegidos y deben mantenerse operativos o completamente operativos, respectivamente. Las edificaciones comunes pueden presentar mayor número de daños, pero siempre manteniendo el resguardo de la vida; nunca acercándose al colapso.

El objetivo del diseño sismo resistente es cumplir, para cada importancia de edificación, con una relación máxima de ductilidad requerida y ductilidad disponible. Por lo tanto, es imprescindible realizar un análisis inelástico para determinar ambas ductilidades.

### I. IMPORTANCIA DE EDIFICACIONES

Es necesario entonces identificar y/o establecer la importancia de la edificación que se desea diseñar. Esta categorización determinará qué desempeño presentará la estructura luego de un evento sísmico severo.

La importancia de la edificación depende de la necesidad de sus funciones luego de un desastre, tanto por el contenido como por los usuarios. Así es el caso de hospitales, estaciones de bomberos o de policías, puertos, etc. Además, se da prioridad a aquellas edificaciones que pueden servir de refugio, como colegios o universidades. También se consideran con mayor importancia a aquellas que puedan generar riesgo en la población, como centrales nucleares.

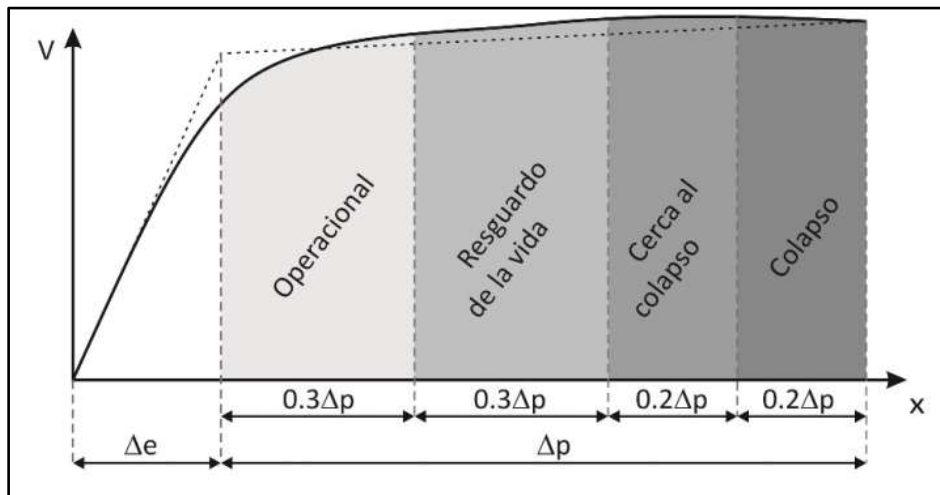
La siguiente tabla muestra una clasificación de edificaciones según su importancia.

Categoría		Descripción
A	A1	Edificios en hospitales regionales y nacionales de alta complejidad que alberguen instalaciones importantes.
	A2	Esenciales: hospitales, clínicas, estaciones de bomberos o policías, centros educativos, refugios, puertos, etc.
B		Importantes: teatros, estadios, centros comerciales, museos, etc.
C		Comunes: viviendas, oficinas, hoteles, instalaciones industriales, etc.
D		Menores: cercos, viviendas temporales, depósitos temporales, etc.



## II. NIVEL DE DESEMPEÑO EXIGIDO

Para definir si la ductilidad requerida cumple con las condiciones de operatividad de la edificación, se verifican los niveles de desempeño sísmico indicados en el documento Vision 2000 del SEAOC (1995). Este documento establece el comportamiento al cual debe llegar la estructura en relación a su capacidad, según el nivel de sismo esperado y según sea la importancia de la edificación. La **Fig. 2.13** muestra los niveles de desempeño de acuerdo a la relación entre ductilidad requerida y ductilidad disponible.



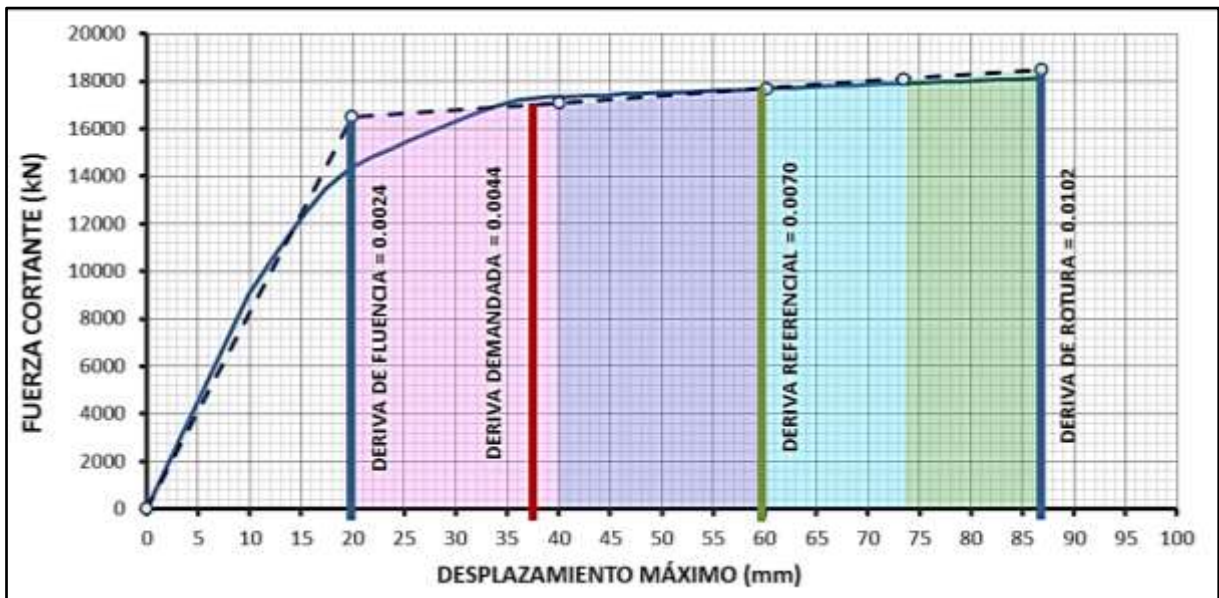
**Figura 2.13** Niveles de desempeño respecto a la curva de capacidad. Fuente: Propia

El siguiente cuadro muestra el nivel de desempeño exigido para cada tipo de edificación y para cada tipo de sismo. Por ejemplo, en el caso del hospital, que es considerado como una edificación esencial, bajo un sismo raro de diseño con periodo de retorno de 475 años, debe mantener un nivel de desempeño operativo luego del sismo. Empleando la **Fig. 2.13**, vemos que se considera un desempeño operativo cuando la ductilidad exigida es menor o igual a 30% de la ductilidad disponible.

Sismo Considerado		Niveles de desempeño			
Ocurrencia	$T_R$ (años)	Completamente operativo	Operativo	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Frecuente	45	Edificación Común			
Ocasional	75	Edificación Esencial	Edificación Común		
Raro	475	<b>Edificación Crítica</b>	Edificación Esencial	Edificación Común	
Muy raro	970	<b>Edificación Crítica</b>	<b>Edificación Crítica</b>	Edificación Esencial	Edificación Común

### III. EVALUACIÓN DE DERIVAS

Uno de los criterios más importantes en el análisis sísmico es el control de derivas, el cual, como ya se ha mencionado, permite reducir los daños en los elementos estructurales y no estructurales. Si la sollicitación sísmica de desplazamiento lateral es menor a este límite de desplazamiento relativo, entonces el comportamiento de la estructura puede considerarse como aceptable. Este criterio puede complementar el análisis del desempeño, el cual indica si nivel de operatividad.



**Figura 2.14** Ejemplo de curva de capacidad con niveles de desempeño más niveles de derivas.  
Fuente: Propia

Como se observa en la **Fig. 2.14**, se tiene una estructura con sus respectivos niveles de desempeño identificados. Adicionalmente, se ha considerado los diferentes niveles de derivas. Entre ellos, el de fluencia, el de rotura, el referencial normativo (0.007) y el demandado por los análisis tiempo – historia.

La deriva referencial de la norma se encuentra generalmente entre los niveles de desempeño de resguardo de vida y cerca del colapso. Sin embargo, este desempeño referencial es aplicable para estructuras comunes. Por ello, las cargas sísmicas en edificaciones esenciales son amplificadas en el análisis con el fin de generar, ante las cargas realmente esperadas, derivas menores. De esta manera, la deriva referencial en edificaciones esenciales es de  $0.007/1.5=0.0047$ .

### IV. CONDICIÓN DE SERVICIO Y CONDICIÓN DE ROTURA

Aunque se emplea habitualmente el sismo raro o severo como el de diseño, pues corresponde a una condición última o de rotura, es necesario asegurar que la estructura mostrará un comportamiento operativo, e incluso elástico, durante un sismo frecuente o de servicio. Esta condición permite que la edificación no muestre daños, principalmente en los

elementos estructurales, ni mucho menos que se vea afectada la operatividad de las funciones. Este comportamiento, tanto en servicio como en rotura, se logra mediante el adecuado equilibrio de rigidez, resistencia y ductilidad.

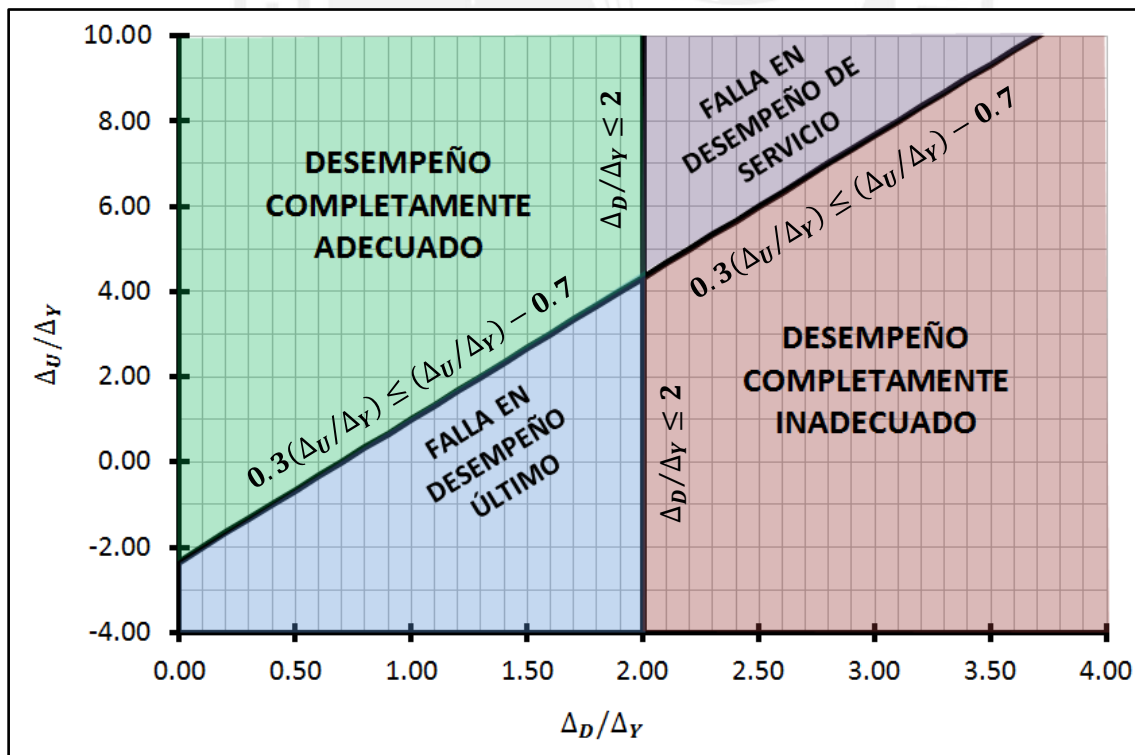
En base a la curva de capacidad de la estructura, podemos deducir que si la rigidez de la estructura es muy alta, junto a una resistencia relativamente baja, el sismo frecuente demandará que los elementos entren en el rango inelástico, lo cual no es deseable. Por otro lado, si la estructura tiene alta resistencia, con una rigidez relativamente baja, la estructura podría mantener su rango elástico bajo un sismo frecuente. Sin embargo, en este último escenario, la ductilidad se ve reducida por la alta resistencia y podría complicar el desempeño ante el sismo severo.

Se propone establecer los siguientes criterios que podrían satisfacer las condiciones de servicio y rotura, en base a las deformaciones de fluencia  $\Delta_Y$ , de demanda de diseño  $\Delta_D$  y la última  $\Delta_U$ . Todas estas deformaciones son obtenidas del análisis no lineal realizado.

**CONDICIÓN DE SERVICIO:**  $\Delta_D/2 \leq \Delta_Y$

**CONDICIÓN ÚLTIMA:**  $\Delta_D \leq 0.3 \cdot \Delta_U + 0.7 \cdot \Delta_Y$

Con estos dos criterios se puede construir una gráfica (ver **Fig. 2.15**) que nos predice el tipo de falla que podría presentar la estructura.



**Figura 2.15** Criterios propuestos para determinar el desempeño de una estructura en condición de servicio y de rotura. Fuente: Propia

### CAPÍTULO 3:

## CONSIDERACIONES EN DISEÑO

El diseño consiste en proporcionar a la estructura y a los elementos que la conforman adecuadas propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad para resistir las cargas a las cuales van a estar sometidas. La primera propiedad, resistencia, representa la capacidad de soportar las cargas correspondientes sin superar los esfuerzos admisibles o máximos ni presentar alguna falla prematura, y es la que se realiza y verifica con mayor frecuencia. La segunda propiedad, rigidez, representa la oposición a la deformación, y es la que se verifica con cierta frecuencia. La tercera propiedad, ductilidad, representa la capacidad de deformarse inelásticamente sin llegar a la rotura o falla, y es la que se verifica con muy poca frecuencia pues no es exigencia de los códigos ni reglamentos.

En este capítulo se brindarán algunos lineamientos para un mejor aporte de estas propiedades, en condiciones sísmicas, a la estructura y sus componentes. Estos lineamientos se agrupan en diferentes etapas del proyecto de estructuras, desde la estructuración hasta el diseño de las vigas, columnas y muros.

### **3.1. ESTRUCTURACIÓN**

Una etapa fundamental para el buen comportamiento sísmico de las edificaciones es la de definir la estructura. La estructuración consiste en determinar la densidad de muros o placas y sus ubicaciones, la ubicación de las columnas, las vigas que formarán pórticos con los elementos verticales, definir la trayectoria de cargas desde los diafragmas hasta la cimentación, definir las losas que tendrán la funcionalidad de diafragmas, etc.

Por ello, debe existir una clara sintonía entre el proyecto de arquitectura, cuyo objetivo es una eficiente distribución de espacios y la estética de la edificación, y el proyecto de estructuras, el cual indica las dimensiones, ubicaciones y detalles de refuerzo de los elementos estructurales. Es desde la concepción del proyecto que se busca la funcionalidad, la estética y la economía junto al importante aspecto de la seguridad.

#### **I. REGULARIDAD, SIMETRÍA Y SIMPLICIDAD**

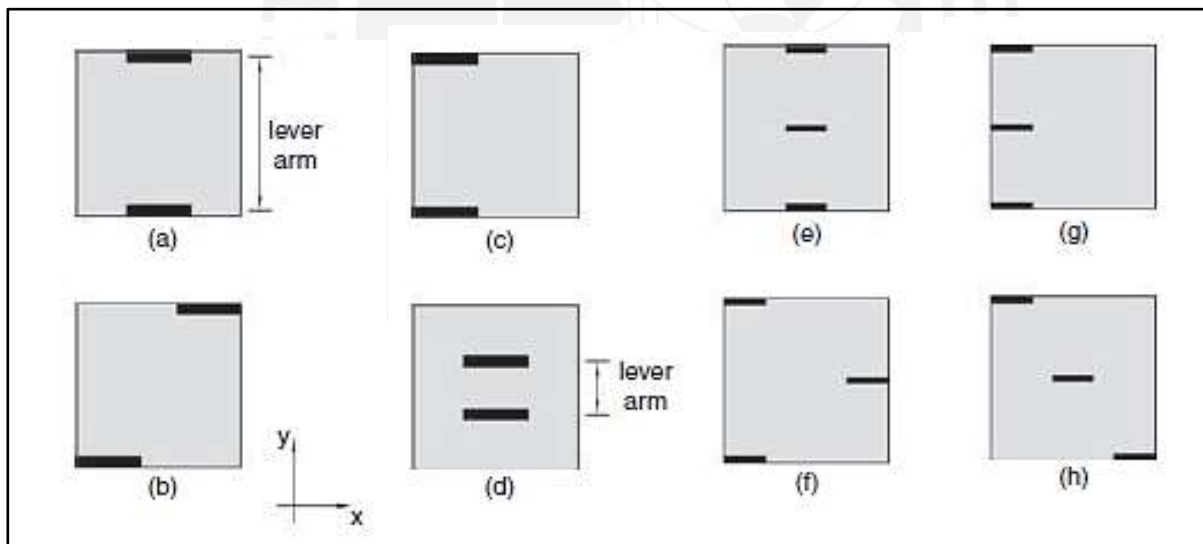
Como ya se ha visto anteriormente, la estructura debe disponer de cierta armonía en la distribución de sus componentes con el fin de que la trayectoria de cargas sea regular desde su punto de aplicación hasta la cimentación. Esto se debe a que, además de someter a los elementos a esfuerzos combinados y dinámicos en un evento sísmico, se ha observado que las irregularidades que puede mostrar una edificación en su estructura perjudican su desempeño sísmico.

En los diferentes ejemplos vistos se reconoce que las estructuras pueden mostrar comportamientos particulares y complejos si tienen una forma y un concepto particular.

Asimismo, se puede identificar de manera sencilla que diferentes estructuras con configuraciones similares tienen un comportamiento sísmico similar y fácilmente comparables. Entonces, estos casos indican que las irregularidades del edificio representan particularidades estructurales que pueden mostrar daños en eventos sísmicos o han mostrado daños en eventos pasados.

Por lo tanto, resulta efectivo y adecuado el hecho de disponer sistemas sismo resistente que muestren una regularidad en planta, regularidad en altura, simetría y simplicidad para poder entender y representar el comportamiento que tendrá la estructura bajo acciones sísmicas. A pesar de contar actualmente con herramientas computacionales que permiten calcular la respuesta de cualquier estructura, por más irregular que sea, siempre se debe procurar tener una configuración estructural regular, simétrica y simple, que permita analizar y verificar los resultados de la herramienta computacional empleada. Recordar que la ingeniería estructural no se basa en el cálculo, sino en la capacidad de brindar a la estructura un adecuado comportamiento frente a las cargas a las que estará sometida; comportamiento que se debe comprender sustentar de manera clara.

Las plantas mostradas en la **Fig. 3.1** muestran los sistemas sismo resistentes proyectados para cargas en la dirección X. Se observa que en todos los casos cumplen con todos los requisitos, pero algunos muestran menor simetría respecto al eje Y, lo cual generaría efectos de torsión bajo cargas sísmicas en esta dirección.



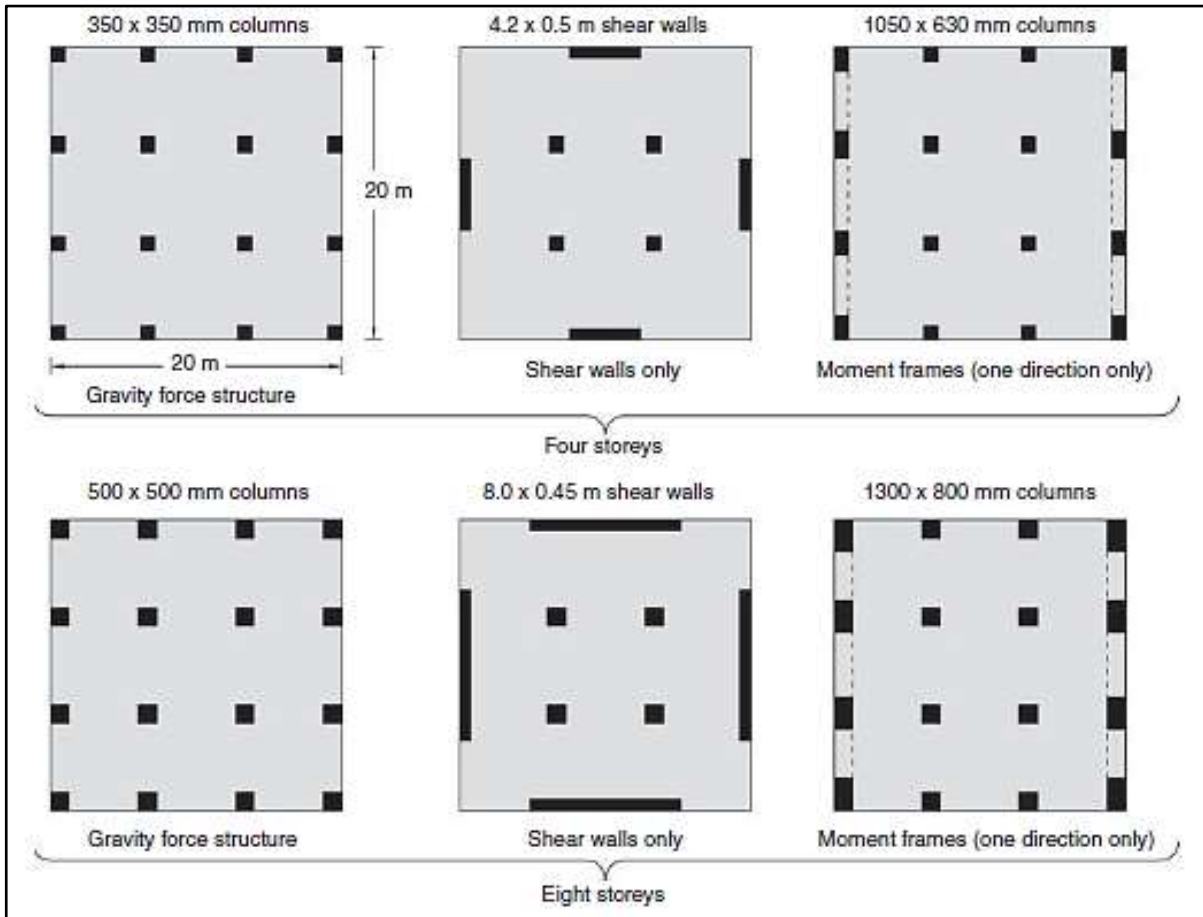
**Figura 3.1** Plantas mostrando diferentes configuraciones de muros para fuerzas sísmicas en la dirección X. Fuente: Charleson, 2008

Más adelante se verá que, al considerar un análisis no lineal, resulta muy conveniente uniformizar tanto las secciones de los elementos como los detalles de armadura, de tal manera que se reduzca el número de datos de entrada en el modelo y poder disponer de un control más eficiente de los datos. Esto podría generar incrementos en el costo del proyecto, pero se debe buscar un buen balance entre el costo de la obra y la uniformidad que permite un mejor análisis de la edificación.



## II. DISPOSICIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Es claro que un elemento estructural con una sección robusta tendrá mayor rigidez y mayor resistencia que una sección esbelta. Es por ello que, en zonas sísmicas, es necesario disponer de elementos, tanto verticales como horizontales, con mayores dimensiones de las que se emplearían en una zona con muy baja sismicidad. Se observa en la **Fig. 3.2** diferentes configuraciones estructurales para cuatro y ocho pisos. Además, se muestra una configuración para cargas gravitatorias, otra basada en muros estructurales y otra en base a pórticos dúctiles.



**Figura 3.2** Comparación entre posibilidades de estructuración para una edificación de 4 pisos y para una de 8 pisos. Fuente: Charleson, 2008

Una forma de lograr una estructura sencilla y regular es formando pórticos resistentes, con o sin muros estructurales, de manera paralela, simétrica con respecto a la planta, con continuidad vertical, y para ambas direcciones consideradas. Hay que notar que la definición de los ejes del edificio facilitan mucho este trabajo y perjudican menos al espacio arquitectónico. Por ello, es necesario pensar en la estructura sismo resistente desde la concepción de la arquitectura y la distribución de ambiente.

Para la definición de los pórticos, se debe considerar la alineación de los ejes de las vigas con los ejes de las columnas o muros. Las vigas ligeramente curvas pueden ser estructuralmente



viales, pero pueden generar esfuerzos secundarios imprevistos. Aunque algunas normas permiten ligeros desfases entre los ejes de las vigas y de las columnas, no tienen suficiente exigencia como para coincidir sus caras. (Charleson, 2008)

### III. LÍMITES DE ESBELTEZ PARA PÓRTICOS

Es importante mantener una relación entre el peralte, el ancho y la luz libre entre los apoyos laterales del elemento diseñado para fuerzas sísmicas, particularmente si la componente debe mostrar un comportamiento dúctil bajo la acción del sismo de diseño. Si el elemento es muy esbelto, se puede presentar pandeo lateral en el eje de la compresión. Es recomendable establecer los siguientes límites para la esbeltez de elementos rectangulares que forman parte de pórticos de concreto armado. (Paulay & Priestley, 1992)

$$\frac{l_n}{b_w} \leq 25 \sim 37 \quad \frac{l_n \cdot h}{b_w} \leq 100 \sim 150$$

Donde  $l_n$  es la luz o altura libre del elemento entre soportes laterales,  $b_w$  es el ancho del alma y  $h$  es el peralte total de la sección. Los valores máximos indicados son referidos para secciones T o L debido a la restricción de pandeo lateral de las alas.

Estas limitaciones también generan adecuados niveles de esfuerzo cortante y rigidez en el diseño sismo resistente del elemento, incluyendo a los muros. Por ello, se recomienda verificar el cumplimiento de estas limitaciones en los principales elementos del sistema sismo resistente de la edificación.

### IV. IMPORTANCIA DE DISPONER DE MUROS

Los muros de concreto armado son los elementos planos verticales que son diseñados para resistir las fuerzas horizontales. De todos los elementos estructurales, los muros de concreto armado tienen el mejor comportamiento registrado. Incluso, durante sismos pasados, algunos edificios con muros que no disponían con mayor detalle para desempeño sísmico pero con refuerzo adecuadamente distribuido, han podido evitar el colapso de la estructura. (Charleson, 2008)

Los muros estructurales bien diseñados y detallados ofrecen varias ventajas para su uso en zonas sísmicas, sin mencionar la capacidad que deben tener para soportar las cargas verticales, la fuerza cortante y el momento flector de las cargas horizontales. (Meli, 1999) Se enumeran las principales ventajas de contar con muros estructurales:

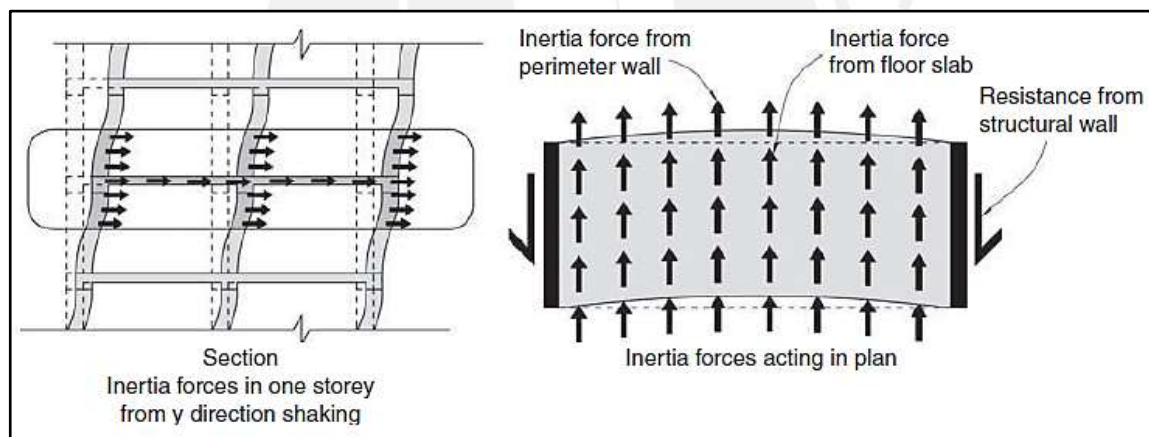
- Poseen una mayor rigidez que la de pórticos de concreto armado, lo que mantiene a las derivas en valores bajos, reduciendo daños en elementos no estructurales.
- Dada su alta rigidez, muestran un comportamiento adecuado ante sismos frecuentes, comprometiendo menos al resto de columnas y/o pórticos.
- Bajo ciertas condiciones, poseen una buena capacidad de deformación (ductilidad) que les permite resistir sismos severos.

- d. Se reducen las exigencias sísmicas de diseño y de detalle de refuerzo. Esto se debe a que los reglamentos establecen que se diseñe la estructura basada en muros con menor reducción respecto al caso de pórticos, reflejando la menor demanda de ductilidad a los muros.

Sin embargo, para un buen comportamiento de la edificación, es necesario transferir de manera óptima las cargas horizontales a los muros. Es decir, disponer de un buen diafragma capaz de soportar los esfuerzos normales y de corte debido a las cargas sísmicas y sin irregularidades que podrían generar esfuerzos concentrados o impedir la transferencia de cargas a los muros.

## V. COMPORTAMIENTO DE DIAFRAGMAS

Las losas de techo cumplen una función esencial durante un evento sísmico, adicional al de soportar las cargas gravitatorias. Esta función es denominada “diafragma” y ésta sólo se presentará si la estructura está siendo sometida a sismo. El diafragma tendrá, entonces, que recibir las cargas inerciales producto del sismo y trasladar los efectos a los elementos verticales que forman parte del sistema sismo resistente. Estos elementos verticales, provistos de rigidez lateral, generan reacciones al diafragma en sentido contrario a la dirección del sismo, tal como se muestra en la **Fig. 3.3**.



**Figura 3.3** Esquema de funcionalidad de los diafragmas. Fuente: Charleson, 2008

Los diafragmas muestran un comportamiento similar a vigas, de gran peralte y un ancho igual al espesor de la losa, sometidas a una carga distribuida, generando esfuerzos normales y esfuerzos cortantes, así como deformaciones, en este caso, laterales. Este comportamiento se observa en la **Fig. 3.4**. Estas deformaciones laterales dependen de la forma en planta, del espesor de la losa y de los elementos verticales que sirven de apoyo. De esta manera, los diafragmas se dividen en los siguientes tipos según el comportamiento:

### a. DIAFRAGMAS RÍGIDOS

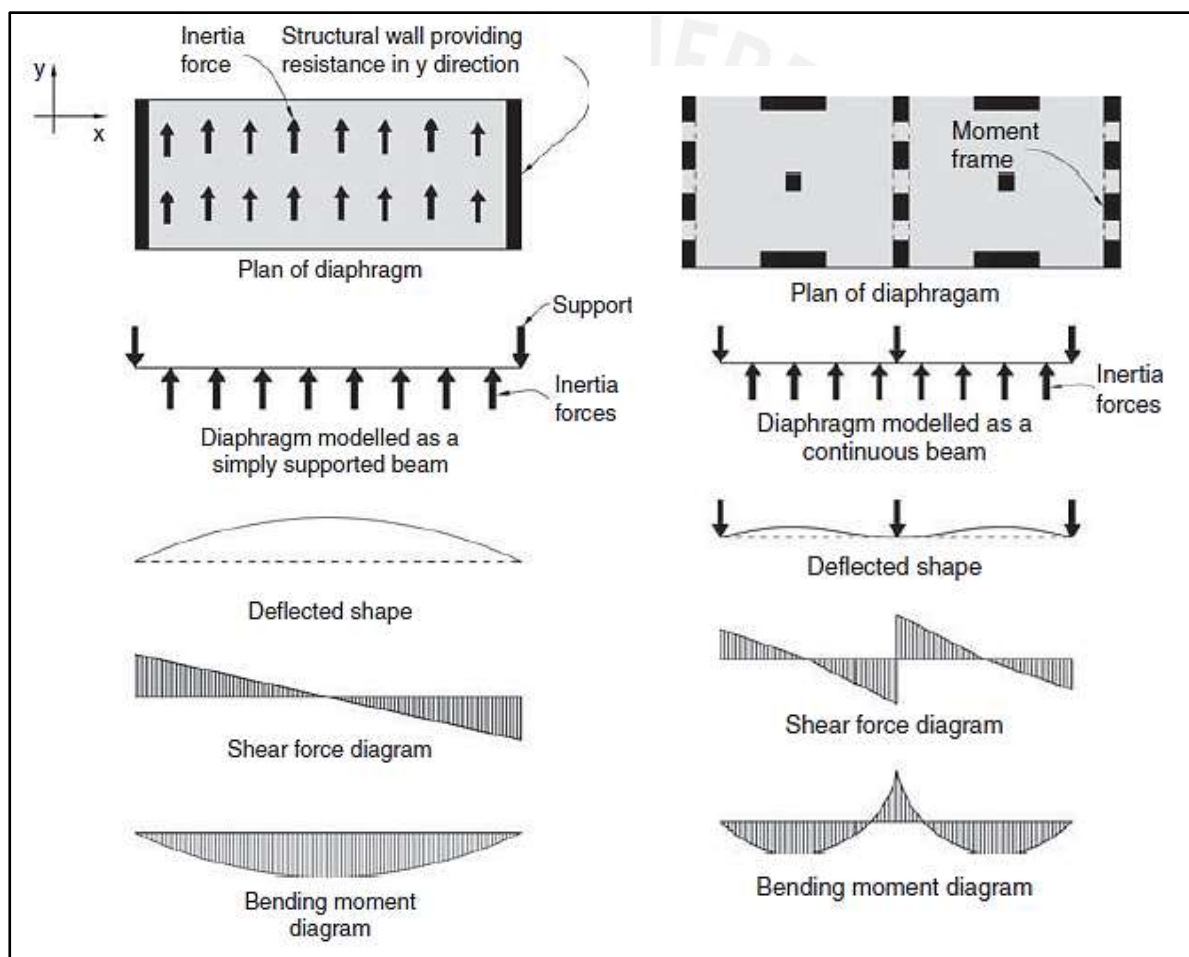
El diafragma rígido tiene una poca deformación lateral por flexión, siendo el traslado del diafragma gran parte del desplazamiento. Así, las fuerzas horizontales se reparten de manera similar a los elementos verticales.

## b. DIAFRAGMAS FLEXIBLES

El diafragma flexible muestra claramente una mayor deformación por flexión y con muy poca deformación en las zonas de apoyo o unión con elementos verticales de gran rigidez. Las fuerzas horizontales se distribuyen principalmente entre estos elementos que disponen de mayor rigidez. Los demás elementos verticales acompañan el desplazamiento sin altos niveles de fuerza cortante.

## c. DIAFRAGMAS SEMI RÍGIDOS

Tienen un comportamiento intermedio entre los rígidos y los flexibles. No es fácil identificar la forma en que distribuye las cargas horizontales y generalmente se emplean procedimientos complejos para determinar este comportamiento.

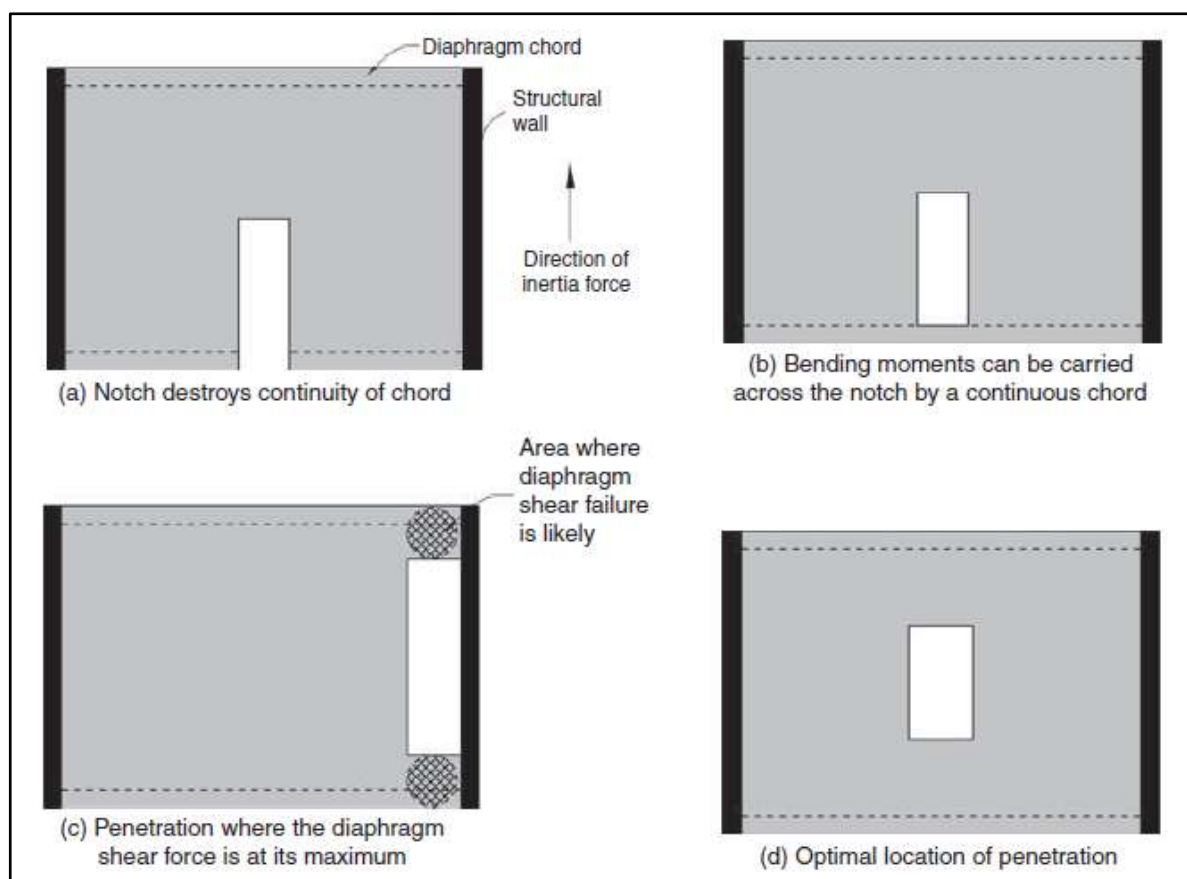


**Figura 3.4** Ejemplos de deformación y comportamiento a flexión de los diafragmas. Fuente: Charleson, 2008

En la práctica de diseños estructurales, se asume el tipo de comportamiento que mostrará el diafragma con el fin de introducir este elemento estructural en el cálculo. Si se quisiese saber cómo se comporta el diafragma naturalmente, sería necesario analizar el sistema completo entre elementos verticales y losas que conforman el diafragma, lo cual resulta tedioso y complejo. Sin embargo, el hecho de considerar un diafragma rígido suele ser una

gran aproximación de su comportamiento. Incluso en el caso de tratarse realmente de un diafragma flexible, los elementos verticales más rígidos sufrirán mecanismos inelásticos debido a las solicitaciones no previstas. Esta pérdida de rigidez permitirá que se vayan uniformizando las deformaciones laterales, mostrando un comportamiento similar al diafragma rígido, tal como se consideró en el análisis.

Los casos en que esta suposición no resulta una buena aproximación son aquellos en que existen irregularidades en el diafragma, como aberturas, cambio significativo de dimensiones, discontinuidad, etc. La **Fig. 3.5** muestra diferentes casos de aberturas que generan un comportamiento de diafragma distinto al de una viga sometida a flexión. En estos casos, el análisis complejo, aplicado en parte o en todo el diafragma, puede ser conveniente.



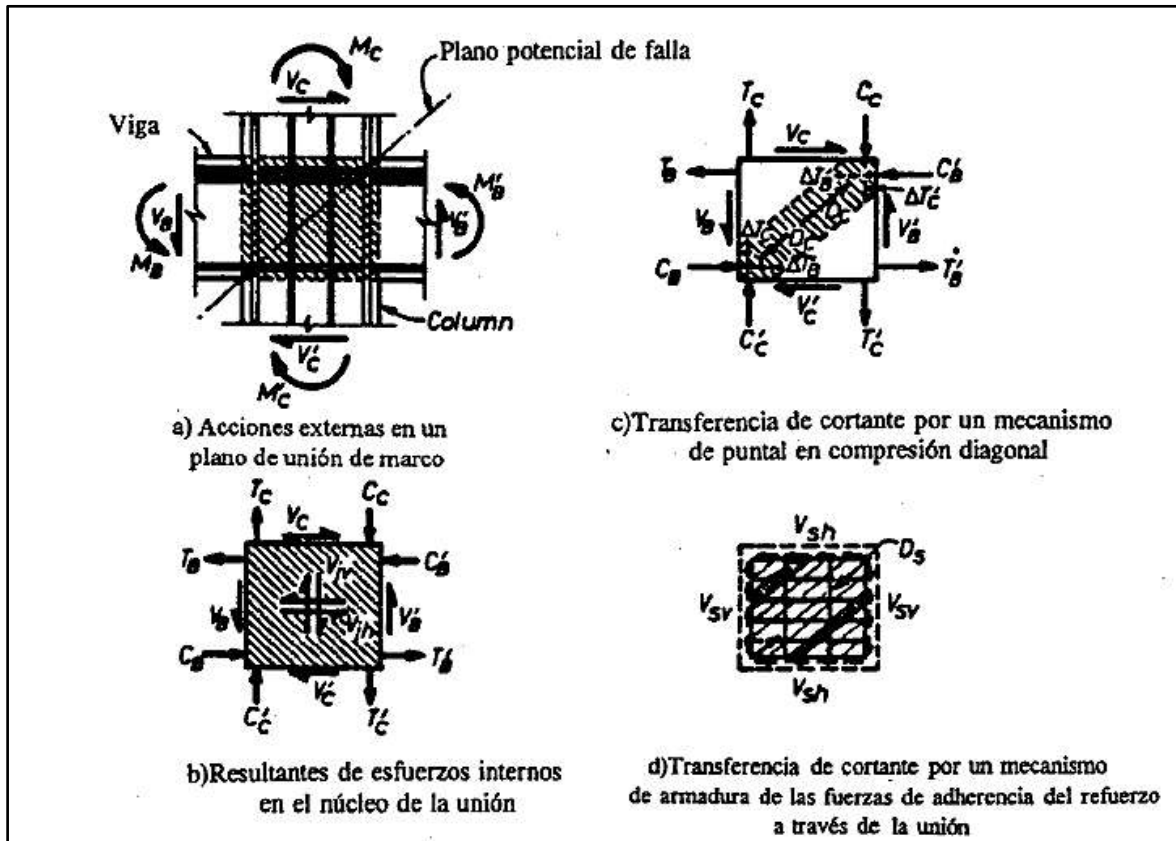
**Figura 3.5** Ejemplos de discontinuidad en el diafragma. Fuente: Charleson, 2008

## VI. UNIONES VIGA – COLUMNA

Un procedimiento poco convencional es el del diseño y/o verificación de los nudos que tienen una importante responsabilidad en el comportamiento sísmico de la estructura. Esto se puede deber a que los requisitos mínimos indicados en los códigos o reglamentos satisfacen las solicitaciones internas en los nudos.

Las uniones viga – columna muestran una baja capacidad para disipar energía histerética debido a que su comportamiento está controlada por mecanismos de corte y adherencia. Es

por ello que no es posible considerar estos nudos como una fuente importante de disipación de energía. Por el contrario, deben ser diseñadas para que experimenten bajos niveles de agrietamiento y plastificación, sin contribuir significativamente en las distorsiones de entrepisos. Se estima que las uniones bien diseñadas contribuyen en 20% de la distorsión total. (Meli, 1999)



**Figura 3.6** Mecanismos en uniones viga – columna. Fuente: Meli, 1999

En la **Fig. 3.6** se observan las resistencias, representadas como fuerzas, de las vigas y las columnas que llegan al nudo. Las resistencias a flexión se representan como un par de tracción y compresión. La componente horizontal de la fuerza cortante interna de la unión viga – columna,  $V_{JH}$ , puede obtenerse del diagrama de cuerpo libre del mismo nudo. De esta manera obtenemos la siguiente expresión: (Paulay & Priestley, 1992)

$$V_{JH} = T_B + C'_B - V_C = T_B + T'_B - V_C$$

Donde  $T_B$  y  $T'_B$  son las tensiones máximas que pueden resistir los refuerzos longitudinales de cada viga y  $V_C$  es el promedio de la fuerza cortante que llegan al nudo desde las columnas. La componente vertical de la misma fuerza cortante interna será una proporción de la componente horizontal: (Paulay & Priestley, 1992)

$$V_{JV} = \left( \frac{h_B}{h_C} \right) \cdot V_{JH}$$



Donde  $h_B$  y  $h_C$  son los peraltes de la viga y de la columna, respectivamente. Por lo tanto, observamos que si la columna tiene un mayor peralte que la viga, lo cual corresponde a la filosofía de columna fuerte – viga débil, la componente horizontal será mayor a la vertical y dependerá únicamente del refuerzo de las vigas y de las fuerzas cortantes que llegan al nudo proveniente de las columnas. Si se mantiene la filosofía de columna fuerte – viga débil, la fuerza cortante interna en el nudo resulta ser un valor bajo pues la columna posee mayor capacidad que la viga.

Finalmente, esta fuerza debe ser tomada por los estribos proporcionados dentro del nudo, los cuales vienen establecidos en los reglamentos. De emplearse un sistema en base a pórticos, deberá seguirse el concepto de columna fuerte – viga débil y el nudo deberá ser evaluado y/o diseñado para tomar estos esfuerzos cortantes. De emplearse un sistema en base a muros, los pórticos y las uniones tomarán menor responsabilidad sísmica.

## VII. CASOS DE IRREGULARIDADES

Ya se ha comentado que las irregularidades en las edificaciones generan que éstas puedan tener comportamientos sísmicos particulares o anormales, que, en algunos casos, ya se han registrado en experiencias pasadas. Por ello, los reglamentos, en especial el ASCE/SEI 7-10 ya que es una gran base para los reglamentos de diferentes países, determinan las diferentes irregularidades, las condiciones para que se cumplan y el efecto que generan en las fuerzas sísmicas de diseño. Estas irregularidades se dividen dos grupos: irregularidades en altura e irregularidades en planta.

Entre estas irregularidades, existen algunos casos que pueden generar daños severos en la estructura, como el piso blando, el piso débil, la discontinuidad de sistemas resistentes y la discontinuidad de diafragma. Estos casos involucran que los elementos verticales que forman parte del sistema sismo resistente no puedan cumplir con las solicitudes de resistencia (esfuerzos), rigidez y ductilidad (deformación).

Por otro lado, la irregularidad torsional puede ir degenerándose o perdiendo su efecto conforme la estructura va incursionando en el rango inelástico. Conforme los elementos más exigidos, debido al efecto torsional, van perdiendo rigidez por el giro inelástico, el diafragma reduce su movimiento rotacional y empieza a predominar el movimiento traslacional. Sin embargo, es necesario considerar esta irregularidad en el análisis para evitar fallas frágiles durante un sismo severo.

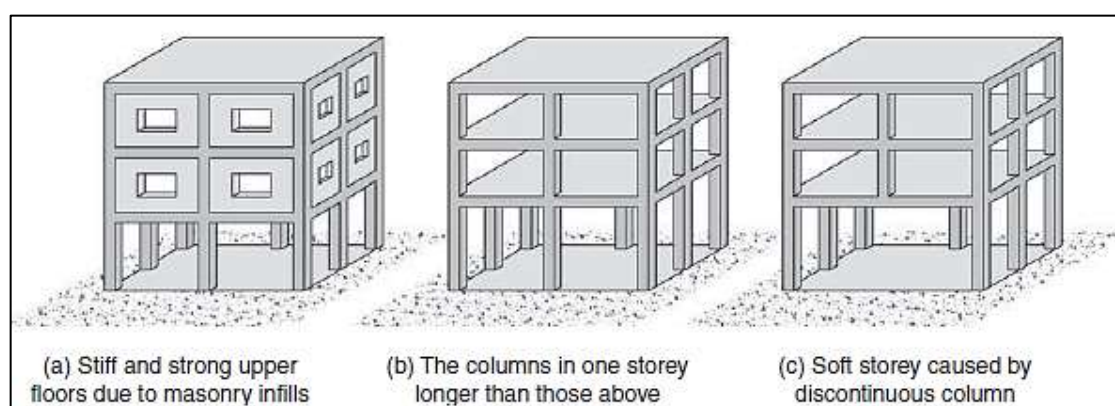
Se mostrarán a continuación unas tablas que resumen las irregularidades en una edificación, tanto en altura como en planta, seguidos de unas breves descripciones para cada caso.



<b>IRREGULARIDADES EN ALTURA</b>	
<b>PISO BLANDO</b>	<b>PISO BLANDO EXTREMO</b>
$\delta_i > \left\{ \begin{array}{l} 1.40 \cdot \delta_{i+1} \\ 1.25 \cdot \left( \frac{\delta_{i+1} + \delta_{d+2} + \delta_{d+3}}{3} \right) \end{array} \right.$	$\delta_i > \left\{ \begin{array}{l} 1.60 \cdot \delta_{i+1} \\ \delta_i > 1.40 \cdot \left( \frac{\delta_{i+1} + \delta_{d+2} + \delta_{d+3}}{3} \right) \end{array} \right.$
<b>PISO DÉBIL</b>	<b>PISO DÉBIL EXTREMO</b>
$Rn_i < 0.80 \cdot Rn_{i+1}$	$Rn_i < 0.65 \cdot Rn_{i+1}$
<b>DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES</b>	<b>DISCONTINUIDAD EXTREMA EN LOS SISTEMAS RESISTENTES</b>
Cambio de orientación o desplazamiento del eje (mayor al 25% de la dimensión) de cualquier elemento que resista más del 10% de la fuerza cortante total. La suma de los elementos discontinuos es menor que el 25% de la fuerza cortante total.	Cambio de orientación o desplazamiento del eje (mayor al 25% de la dimensión) de cualquier elemento que resista más del 10% de la fuerza cortante total. La suma de los elementos discontinuos es mayor que el 25% de la fuerza cortante total.
<b>IRREGULARIDAD EN MASA</b>	<b>GEOMETRÍA VERTICAL</b>
$M_i > 1.5 \cdot M_{i+1} \quad \text{ó} \quad M_i > 1.5 \cdot M_{i-1}$	$Dim_i > 1.30 \cdot Dim_{i\pm 1}$ <i>Dim</i> : dimensión, ancho o largo sin volados

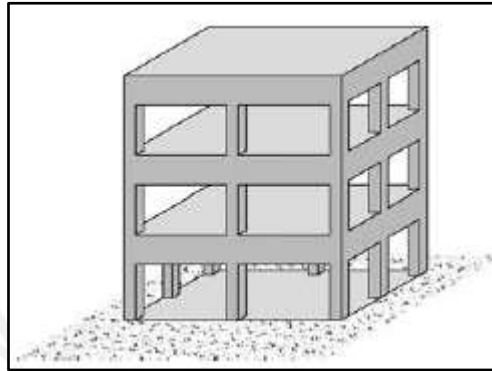
a. PISO BLANDO

Se presenta cuando existe una disminución significativa en la rigidez de un entrepiso con respecto a los adyacentes superiores. No se presentan restricciones respecto a los entrepisos inferiores. Ver **Fig. 3.7**.



**Figura 3.7** Ejemplos de piso blando. Fuente: Charleson, 2008

Una de las finalidades de esta irregularidad es que se cumpla el comportamiento de columna fuerte – viga débil. Es decir, que las rótulas se presenten en las vigas antes que en las columnas. Cuando se presenta la irregularidad de piso blando, aumenta la posibilidad de la formación de rótulas en las columnas de dicho entrepiso flexible. El siguiente caso de la **Fig. 3.8** muestra las vigas más rígidas que las columnas, exponiendo a que las rótulas se presenten en el primer nivel antes que las vigas.

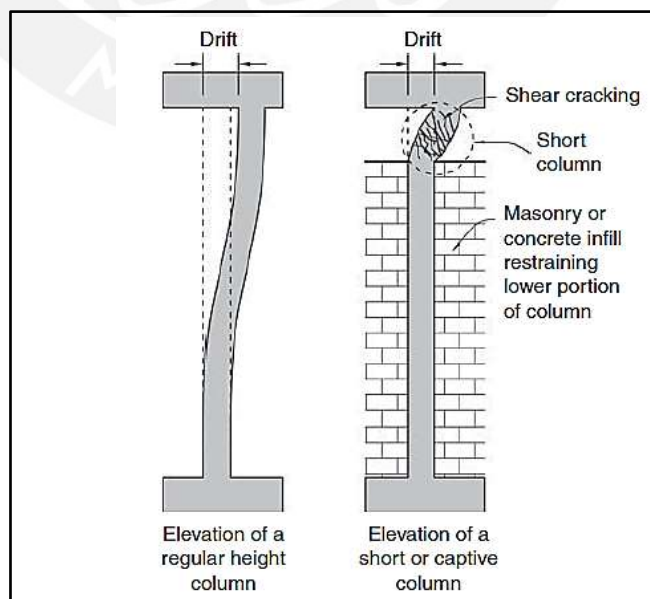


**Figura 3.8** Ejemplo de columna débil – viga fuerte. Fuente: Charleson, 2008

Para evitar esta irregularidad, se puede rigidizar más la estructura en general, con mayor densidad de muros por ejemplo, para que la proporción de rigidez de un entrepiso a otro disminuya.

#### b. PISO DÉBIL

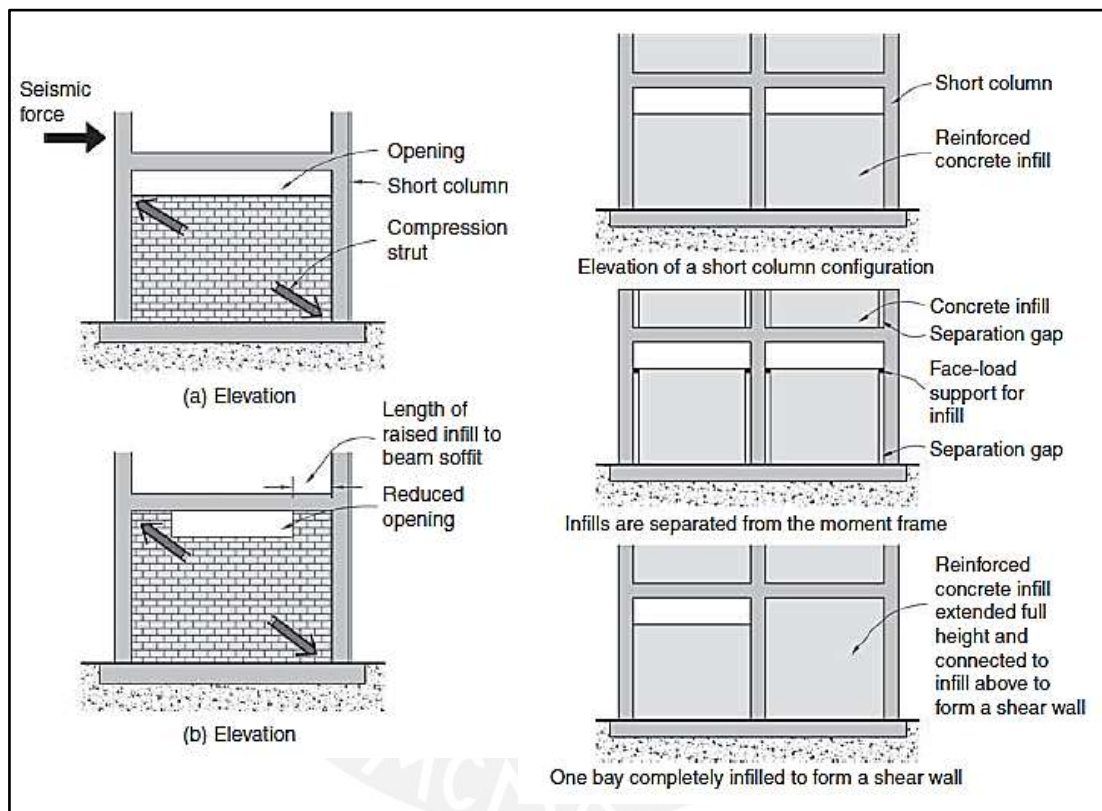
A diferencia de la irregularidad de piso blando, el piso débil se refiere a la capacidad de resistir esfuerzo y/o deformación de un entrepiso en vez de rigidez. Se presenta cuando un entrepiso muestra menor resistencia respecto al nivel inmediato superior.



**Figura 3.9** Ejemplo de columna corta. Fuente: Charleson, 2008

Uno de los casos más registrados en sismos pasados, es el de columna corta, el cual consiste la reducción de la columna de un entrepiso (generalmente el inferior) producto de la presencia de un tabique de albañilería o de concreto. Esta columna, con menor altura libre, no es capaz de tomar la deformación inelástica y presenta una falla frágil. Ver **Fig. 3.9**. Ya que es una deformación inelástica, esta falla no puede ser evitada en base a las fuerzas del análisis elástico.

Una de las soluciones para esta irregularidad es la de reducir el ancho de la abertura en el tabique, de tal manera que el tabique transmita los esfuerzos a todo lo alto de la columna. Otra opción es la de emplear juntas entre los tabiques y las columnas para que, durante un movimiento sísmico, no exista interacción entre éstos.

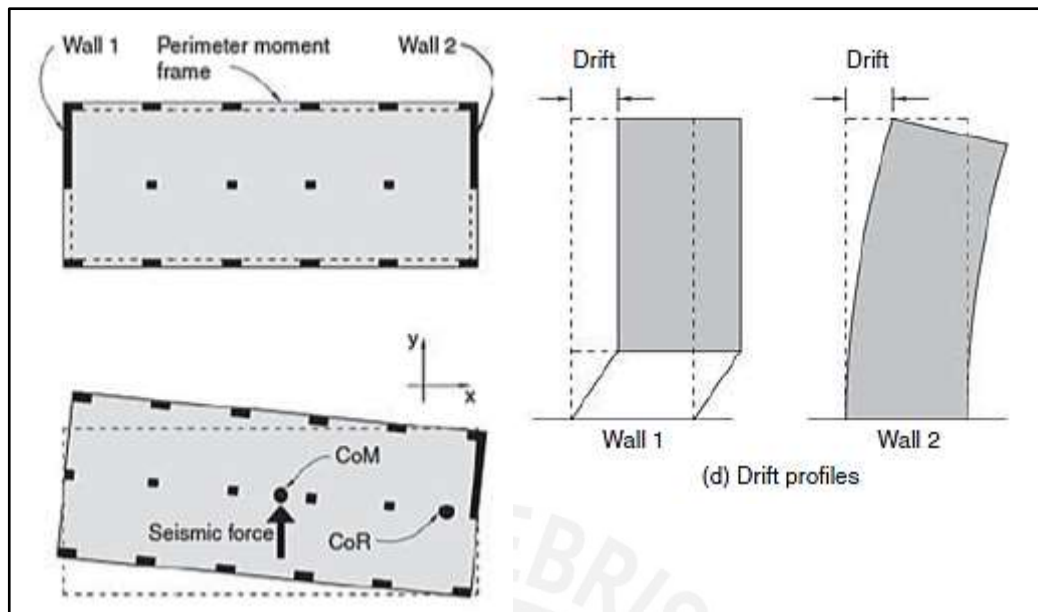


**Figura 3.10** Posibles soluciones para la columna corta. Fuente: Charleson, 2008

Finalmente, otra opción es la de proporcionar a la estructura elementos que permitan reducir la deformación, muros por ejemplo, con el fin de que la columna corta no llegue a las deformaciones que generan su falla. Estas alternativas son mostradas en la **Fig. 3.10**.

#### c. DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES

Esta irregularidad se presenta cuando los elementos verticales del sistema sismo resistente sufren un cambio de sección o de orientación. Esto puede generar esfuerzos concentrados en las zonas de transición de secciones. Además, puede ocasionar efectos torsionales si la discontinuidad se da en ciertos elementos, como el presentado en la **Fig.3.11**.



**Figura 3.11** Ejemplos de discontinuidad de elementos del sistema sismo resistente.

Fuente: Charleson, 2008

Siempre resulta óptimo considerar elementos verticales, con secciones constantes, que sean continuos desde la cimentación hasta el techo de la edificación. En caso contrario, se debe buscar que la variación de sección y orientación sea la menor posible. Sin embargo, en los casos en que no se pueda disponer de esta condición, es preferible considerar otros elementos rígidos, como muros, que puedan ser continuos y que puedan resistir las fuerzas sísmicas sin comprometer significativamente estos elementos discontinuos.

#### d. IRREGULARIDAD DE MASA

Es una irregularidad poco común pues consiste en que exista una variación del 50% en masa respecto al entrepiso adyacente, ya sea superior o inferior. Esta irregularidad puede generar fuerzas sísmicas altas concentradas en ciertos niveles. Por lo general, gran parte de la masa sísmica corresponde a la de la estructura, lo que refleja que la presente irregularidad esté muy relacionada con el resto de irregularidades, principalmente con la siguiente, irregularidad en geometría vertical.

#### e. GEOMETRÍA VERTICAL

Consiste en la presencia de importantes variaciones de dimensiones de una planta con la siguiente superior. Se busca evitar la reducción de dimensiones en los pisos inferiores, como las mostradas en la **Fig. 3.12**, pues existirá una reducción proporcional en los elementos verticales que forman parte del sistema sismo resistente. Además, esta irregularidad puede generar los efectos de la irregularidad de masa.

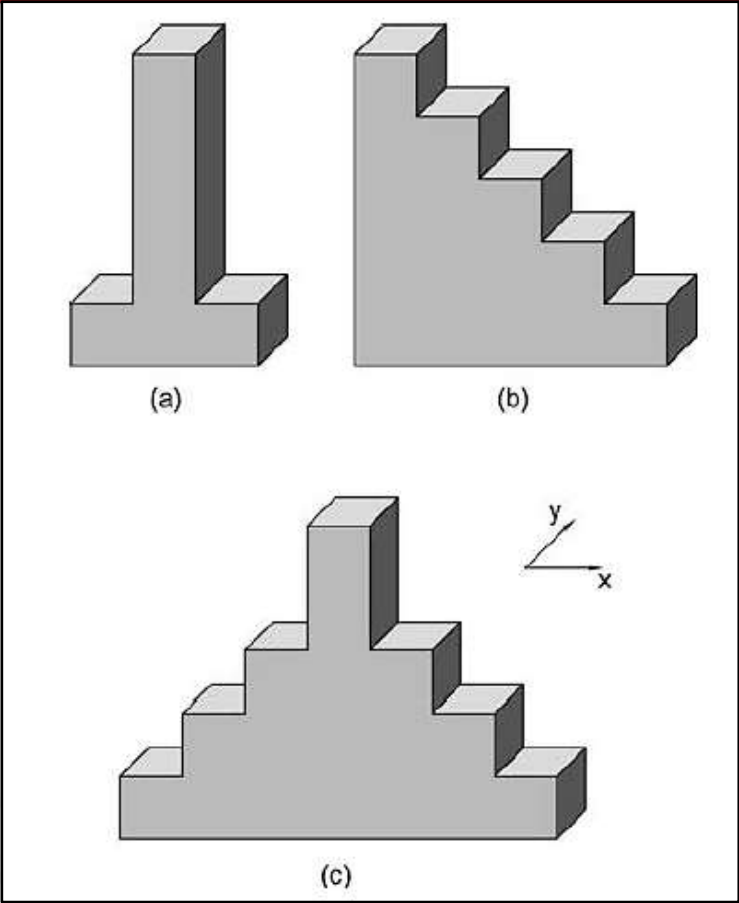


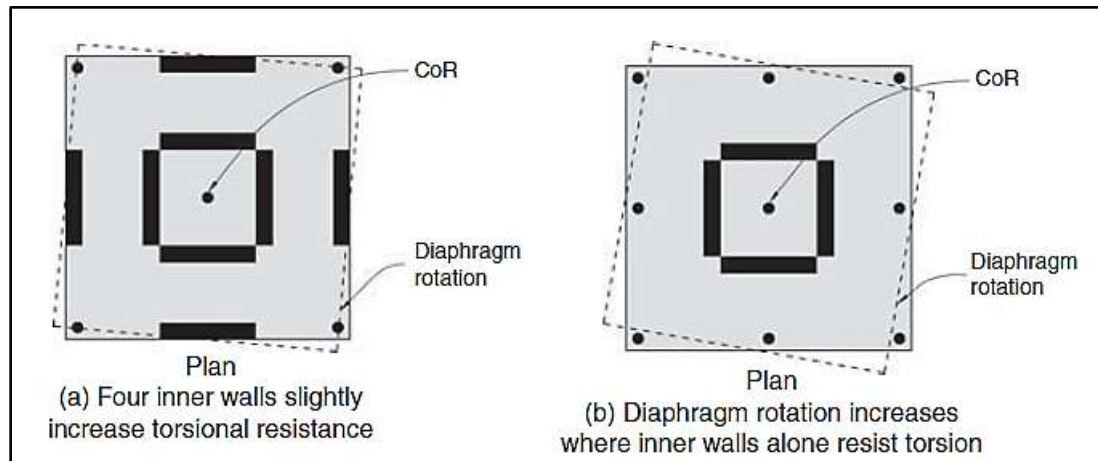
Figura 3.12 Ejemplos de irregularidad en geometría vertical. Fuente: Charleson, 2008

IRREGULARIDADES EN PLANTA	
IRREGULARIDAD TORSIONAL	IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
$d_{m\acute{a}x} > 1.2 \cdot d_{CM}$ y $d_{m\acute{a}x} > 0.5 \cdot d_{perm}$	$d_{m\acute{a}x} > 1.5 \cdot d_{CM}$ y $d_{m\acute{a}x} > 0.5 \cdot d_{perm}$
ESQUINAS ENTRANTES	DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA
$Dim_{entrante} > 0.2 \cdot Dim_{total}$ <i>Dim</i> : dimensiones paralelas en planta	Variación de rigidez Discontinuidad abrupta Aberturas: $A_{abertura} \geq 0.5 \cdot A_{diafragma}$
SISTEMAS NO PARALELOS	
Sistemas resistentes forman ángulos mayores a 30° y resisten más que el 10% de la fuerza cortante total.	



## a. IRREGULARIDAD TORSIONAL

Tal vez una de las irregularidades más comunes es la torsional. Esta se presenta cuando el centro de rigidez dista significativamente del centro de masa, generándose un momento torsor y una rotación en la planta.



**Figura 3.13** Ejemplos de irregularidad torsional. Fuente: Charleson, 2008

Lo recomendable para reducir estos efectos es la distribuir los muros lo más alejado posible del centro de rigidez, considerando la simetría y acercando el centro de rigidez al centro de masa. Esto permitirá incrementar la rigidez torsional, la cual se opone a la rotación de la planta. La **Fig. 3.13** muestra la comparación de dos plantas con diferentes rigideces torsionales.

Otra opción posible es separar los muros de gran longitud mediante vigas de acoplamiento o mediante juntas. Además es posible convertir estos muros en pórticos para ajustar la ubicación del centro de rigidez, teniendo precaución de no reducir la rigidez lateral en gran medida.

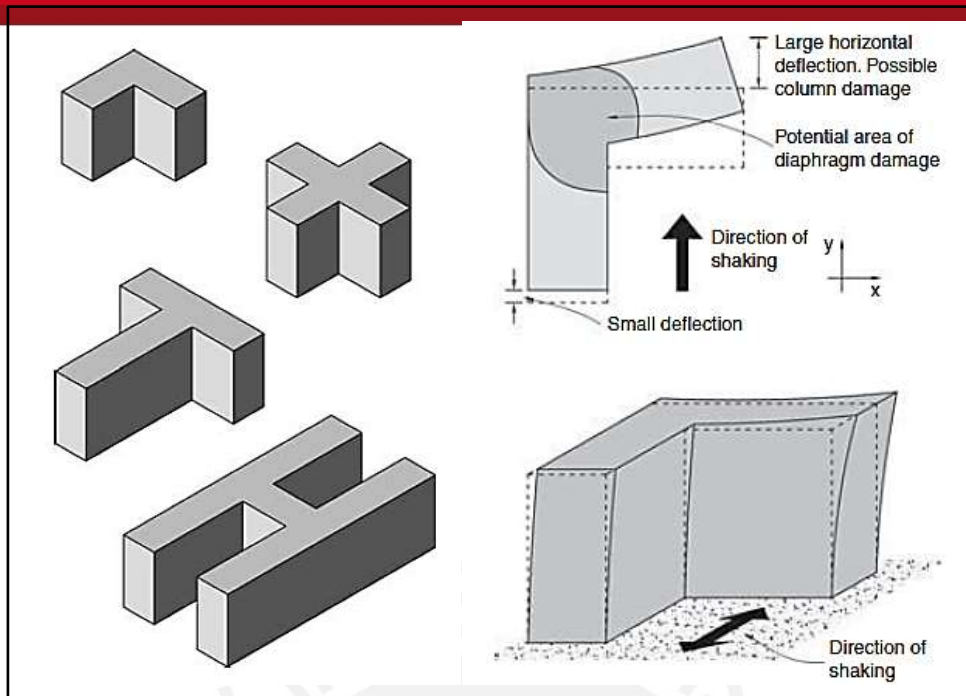
## b. ESQUINAS ENTRANTES

Existen algunas edificaciones cuyas plantas se diferencian mucho de un rectángulo, debido a que presentan esquinas entrantes. Algunos ejemplos son mostrados en la **Fig. 3.14**. Estas formas simulan un conjunto de diferentes áreas, mostrando así una suma de comportamientos basados en la rigidez de cada área.

De esta manera, las áreas que poseen mayor flexibilidad tienen un comportamiento independiente que procura separarse de los elementos más rígidos. Es por ello que en estas zonas de encuentro se han encontrado la mayor cantidad de daños, en grietas y fisuras, en edificaciones con esta irregularidad.

Una de las soluciones para esta irregularidad es la de separar estas partes mediante juntas, de tal manera que tengan la libertad de tener un comportamiento independiente. Otra opción es redistribuir los elementos más rígidos de tal manera que el comportamiento sísmico lateral sea uniforme.

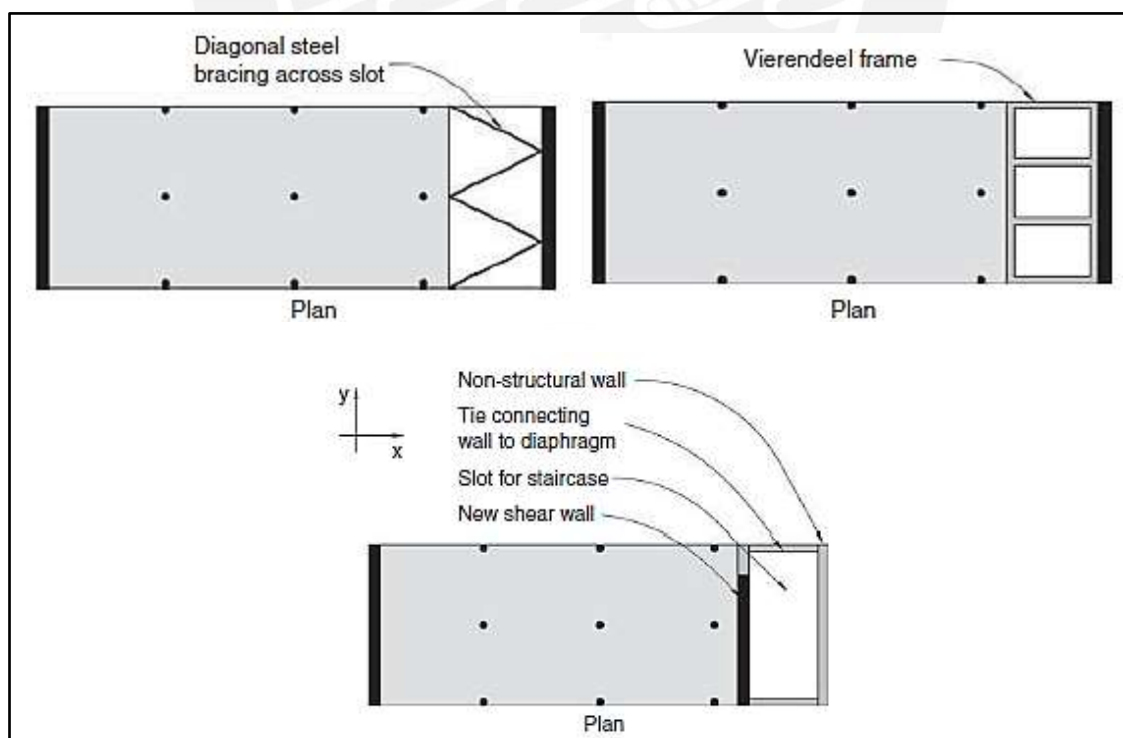




**Figura 3.14** Ejemplos esquinas entrantes. Fuente: Charleson, 2008

c. DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA

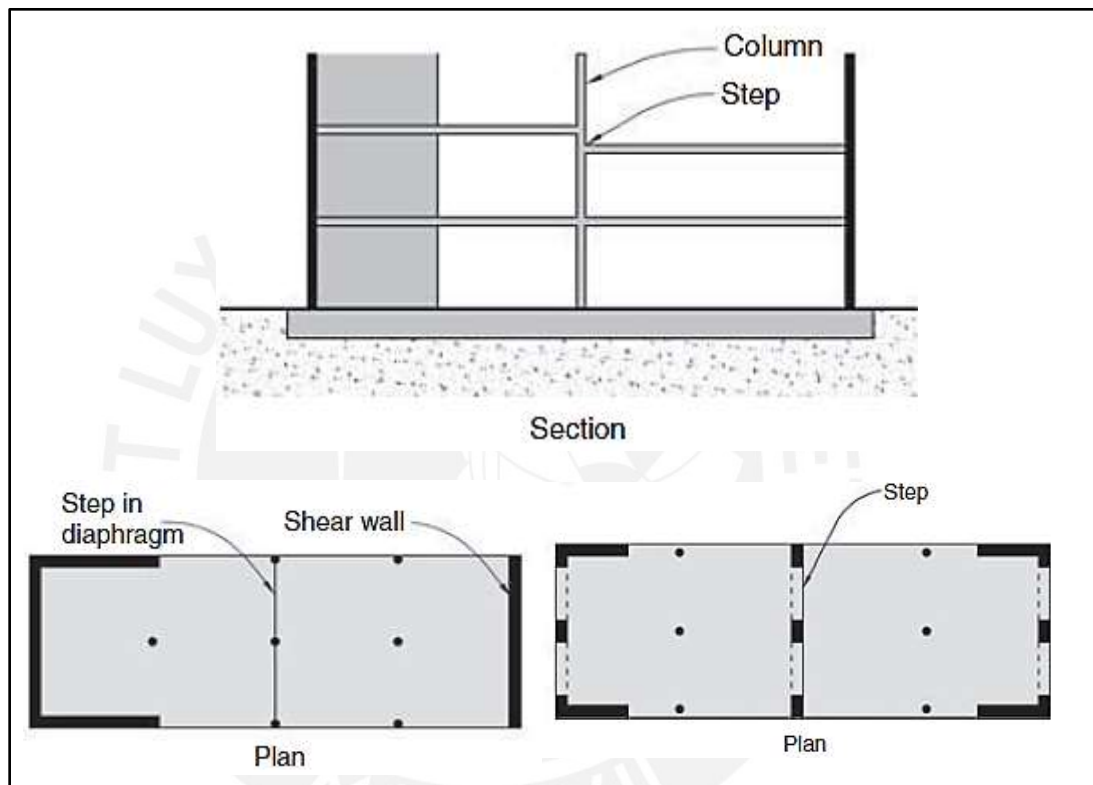
Las discontinuidades en planta del diafragma comprenden aquellos casos en que el diafragma no llega a transmitir las acciones sísmicas a los elementos del sistema sismo resistente debido a grandes aberturas en la losa.



**Figura 3.15** Ejemplos de discontinuidad en planta del diafragma. Fuente: Charleson, 2008

De esta manera, como se muestra en la **Fig. 3.15**, se puede incluir otros elementos estructurales que permitan llevar las cargas desde el diafragma hasta los elementos resistentes a sismos. Entre estos elementos se pueden considerar arriostres metálicos, vigas anchas de concreto o vigas Vierendeel. Además, cabe la opción de llevar el elemento sismo resistente al lado del diafragma y completar el espacio dejado con muros no estructurales o tabiques.

En el caso de discontinuidad en elevación del diafragma, éste consiste en un desnivel que genera una desalineación de los esfuerzos dentro del diafragma. Este desnivel debe ser capaz de transmitir los esfuerzos normales y cortantes de una cota a otra.



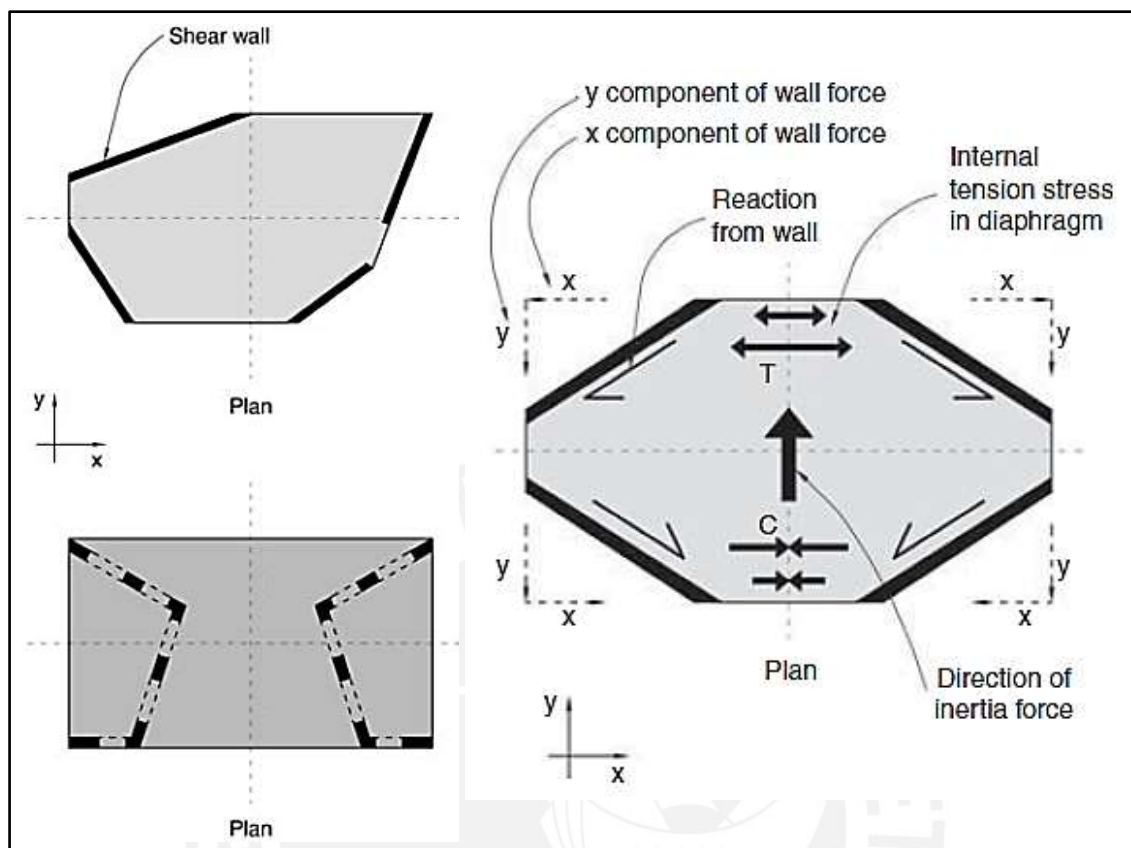
**Figura 3.16** Ejemplos de discontinuidad del diafragma en altura. Fuente: Charleson, 2008

Una forma de satisfacer la condición de transmisión de esfuerzos es incluir elementos rígidos que logren este requerimiento. Por ejemplo, vigas con ancho significativo, pórticos o, en el mejor de los casos, combinación de pequeños muros con vigas, como se muestra en la **Fig. 3.16**.

#### d. SISTEMAS NO PARALELOS

Se presenta cuando los sistemas resistentes a cargas horizontales, pórticos o muros, no son paralelos y pueden tener comportamientos individuales que generan esfuerzos concentrados en el diafragma y deformaciones excesivas (ver **Fig. 3.17**). Generalmente, existen uno o más conjuntos de sistemas paralelos que

complementan a los anteriores y el comportamiento de la edificación resulta ser regular.



**Figura 3.17** Ejemplos de sistemas no paralelos. Fuente: Charleson, 2008

### **3.2. DISEÑO DE VIGAS**

Las vigas resultan ser, bajo la filosofía de columna fuerte – viga débil, los elementos que deben ser capaces de deformarse de manera dúctil sin acercarse al colapso. Por lo tanto, se deben considerar ciertos aspectos que pueden o no formar parte del diseño convencional en concreto armado.

En seguida, se dará explicación y detalle de los criterios a considerar dentro del proyecto de estructuras para lograr el desempeño adecuado del componente y del sistema. Estos criterios no consideran aspectos comunes de resistencia del diseño en concreto armado.

#### **I. CUANTÍA MÍNIMA Y CUANTÍA MÁXIMA**

En una misma sección de concreto armado, la resistencia y la ductilidad guardan una relación inversa. Si bien es cierto que una cuantía menor brinda una gran ductilidad, y una mayor cuantía brinda gran resistencia, es necesario establecer valores mínimos y máximos para asegurar una resistencia mínima y una ductilidad mínima, respectivamente.

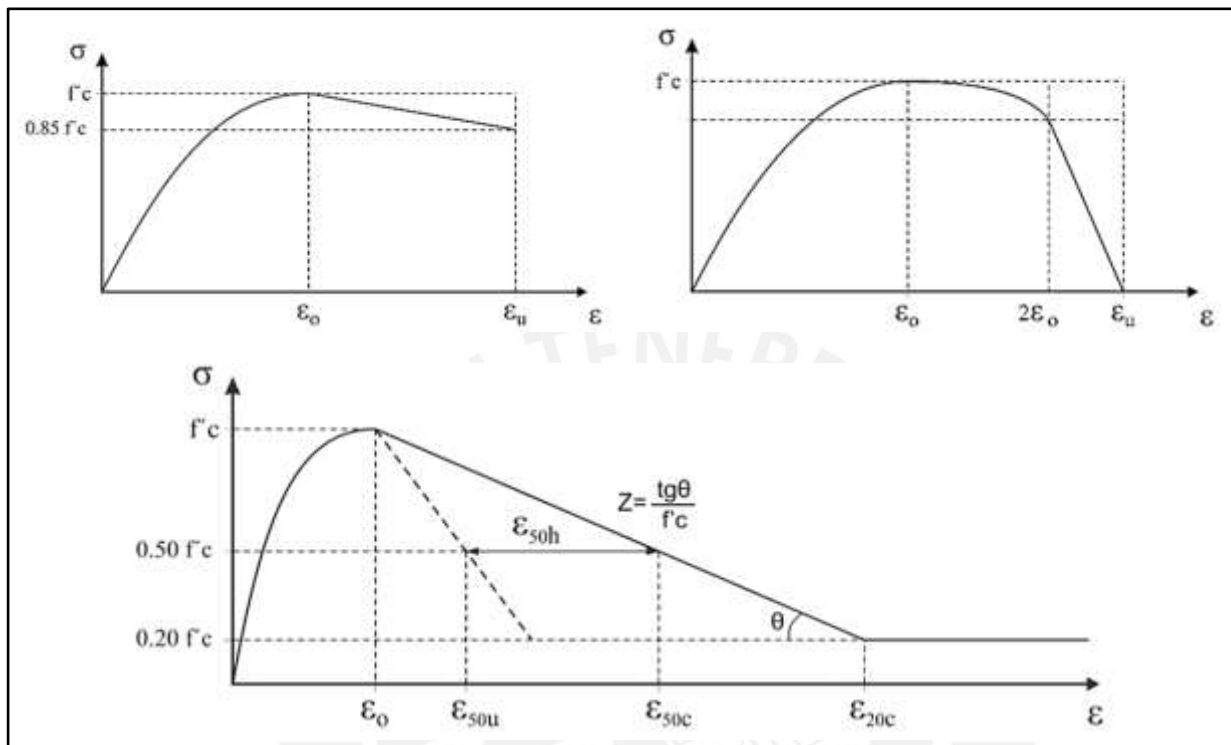
La cuantía mínima satisface la condición de resistencia mínima, por lo que dependerá de los mismos factores que involucra esta propiedad, como son las dimensiones de la sección, el esfuerzo nominal del concreto y el esfuerzo de fluencia del acero. De esta manera, la resistencia mínima a cumplir es el 120% del momento que genera el agrietamiento de la sección. Adicionalmente, los reglamentos establecen otros valores mínimos pero que se basan en el mismo análisis y en resultados empíricos.

La cuantía máxima es la que genera una ductilidad mínima, lo que implica que el acero de refuerzo llegue a deformarse inelásticamente. Caso contrario es la falla balanceada, donde el acero llega a la deformación de fluencia en el mismo instante en que el concreto llega a su deformación última, impidiendo todo comportamiento dúctil. Por ello, se establece que el acero máximo se calcula con el 75% del acero balanceado, generando una deformación unitaria aproximada del acero de 0.0040 y una ductilidad entre 1.80 y 1.90. Asimismo, en elementos con responsabilidad sísmica, se establece el 50% del acero balanceado como el valor máximo, donde el acero llega a 0.0072 de deformación unitaria y la ductilidad toma valores entre 3.20 y 3.50. Las disposiciones para aumentar la ductilidad, como aumentar la resistencia del concreto o aumentar el refuerzo en compresión, pueden ser aplicables. Con esto, se puede calcular el acero máximo mediante el porcentaje del refuerzo balanceado, por la deformación unitaria del acero o por la ductilidad que representan.

#### **II. MODELO DE COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO**

El comportamiento del concreto bajo esfuerzos de compresión es representado en la gráfica de esfuerzos versus deformación elaborado en base a diferentes ensayos realizados. Este comportamiento, a su vez, es idealizado en un conjunto de ecuaciones que permiten relacionar el esfuerzo y la deformación mediante alguna función. Por ello, se han planteado muchos modelos que idealizan el comportamiento del concreto, desde modelos bilineales hasta modelos complejos con funciones hiperbólicas.

Entre las curvas más comunes que idealizan el comportamiento del concreto en compresión se tienen las de Hognestad, la de Mander y la propuesta por Kent – Park (Park & Paulay, 1975). Estos dos últimos casos permiten obtener el modelo idealizado de concretos confinados por medio de estribos o zunchos. En la **Fig. 3.18** se pueden comparar los modelos mencionados.



**Figura 3.18** Curvas de modelos idealizados del comportamiento del concreto: Hognestad, Mander y Kent – Park. Fuente: Park & Paulay, 1975

Sin embargo, el modelo de Hognestad, a pesar de no disponer de una ecuación para concreto confinado, es uno de los más empleados por su sencillez. Incluso, con el objetivo de construir el diagrama momento – curvatura y determinar la ductilidad de la sección, el hecho de emplear el modelo de Hognestad resulta conveniente, práctico y con resultados razonables (Park & Paulay, 1975).

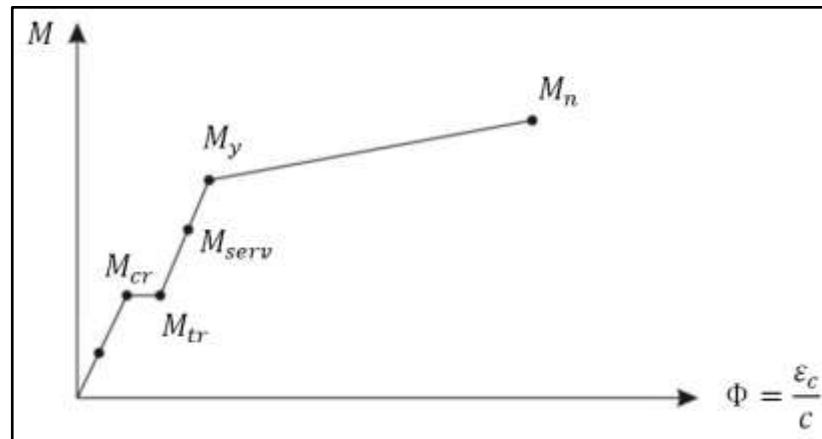
### III. DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA

En base a los modelos idealizados del concreto empleado, se debe elaborar el diagrama momento – curvatura el cual permite comparar e identificar las diferentes etapas que sufrirá la sección hasta la rotura, incluyendo la sobre resistencia y la ductilidad. En el caso de vigas, las cuales no suelen sufrir carga axial, se construye un diagrama momento – curvatura. Por otro lado, para las columnas, que sí deben soportar cargas axiales, se deben construir diferentes diagramas momento – curvatura según los valores de carga axial que soportarán.

Para construir el diagrama mencionado, se debe establecer el modelo idealizado a emplear para el concreto y para el acero, se debe disponer de las dimensiones de la sección, del detalle (área nominal y ubicación) del acero de refuerzo en tracción y, de tratarse de una



columna, se debe considerar la compresión solicitada. De ser necesario, se deberán incluir otras capas con barras de refuerzo, otras con áreas de refuerzo de fibra de carbono y/o otras capas con acero de presfuerzo.



**Figura 3.19** Ejemplo típico de diagrama momento – curvatura de una sección de concreto armado. Fuente: Propia

Dentro de las etapas que se distinguen en estos diagramas, se listan las más relevantes, las cuales se pueden observar en el esquema de la **Fig. 3.19**.

a. FISURACIÓN O AGRIETAMIENTO

Es la etapa en que el concreto llega a su límite de tracción. El elemento mantiene su sección bruta y su rigidez inicial hasta este límite.

b. INMEDIATAMENTE AGRIETADO

Es la etapa en que la sección alcanza un valor genérico de momento flector, generalmente se emplea el mismo valor de fisuración o agrietamiento, considerando ya el agrietamiento de la sección y despreciando el aporte de la tracción del concreto. Se evidencia la nueva rigidez fisurada de la sección.

c. FLUENCIA DE REFUERZO

Es la etapa en que el acero de refuerzo más alejado de la zona en compresión llega a la deformación de fluencia. A partir de esta etapa, la sección empieza a mostrar su rigidez post fluencia.

d. RESISTENCIA DE LA SECCIÓN

Es la etapa en que el concreto llega a la deformación de rotura en compresión, alcanzando la sección a su momento nominal resistente.

El diagrama momento – curvatura se elabora tabulando el momento flector y la curvatura asociadas a las etapas antes descritas. De este diagrama se puede analizar la rigidez inicial de



curvatura, la rigidez fisurada de curvatura, la rigidez post fluencia de curvatura, la sobre resistencia y la ductilidad de curvatura de la sección.

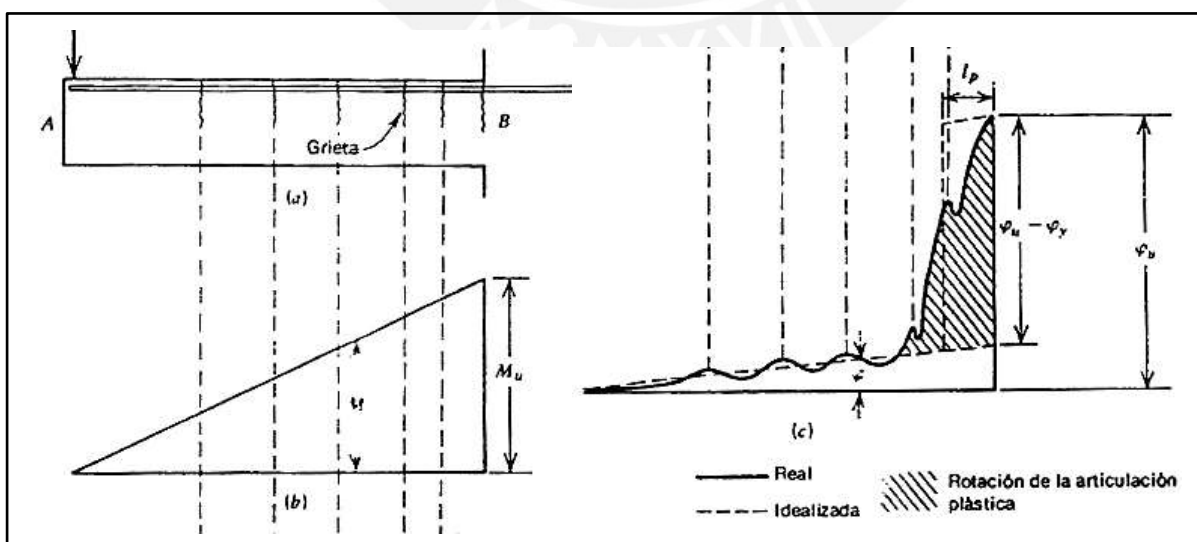
Esta última propiedad, la ductilidad de curvatura, es la que se emplea para reconocer si la sección permite disipar la energía que la estructura requiere, mediante la formación de la rótula plástica.

El diagrama de momento – curvatura es la que se ingresará a la herramienta computacional para realizar los análisis no lineales. Es recomendable ingresar al programa el diagrama momento – curvatura omitiendo las etapas de fisuración y la de inmediato agrietamiento, dejando sólo las etapas de fluencia y resistencia de la sección. Esto se debe a la conservadora consideración de que el concreto estará agrietado durante el movimiento sísmico.

#### IV. LONGITUD DE RÓTULAS PLÁSTICAS

Los datos que el programa compara en su análisis no lineal son los giros inelásticos del elemento en sus extremos de acuerdo a las cargas externas y el giro que permite la sección en su rango inelástico. Por lo tanto, se requiere la relación entre momento y giro. La curvatura se traduce a giro mediante la longitud de rótula plástica.

Por ejemplo, en la **Fig. 3.20** se muestra una viga en volado cuyo refuerzo en tracción ha superado la deformación de fluencia. Se presentan secciones con pequeñas fisuras, exigiendo así un poco más al refuerzo en tracción. En el extremo del empotramiento las grietas son más notorias debido a la gran flexión en esta sección. Cierta longitud ya ha incurrido considerablemente en el rango inelástico, alcanzando curvaturas mayores al de fluencia. El giro inelástico que sufrirán estas secciones cercanas al empotramiento se calculan mediante el área sombreada que representa la curvatura post fluencia en una determinada longitud, la que se conoce como longitud de rótula plástica.



**Figura 3.20** Viga en volado con incursión en el rango inelástico y zona que representa la articulación plástica. Fuente: Park & Paulay, 1975

Estas expresiones dependen del peralte efectivo de la sección ( $d$ ), de la distancia desde la sección crítica hasta el punto de inflexión o cambio de curvatura ( $z$ ), de la cuantía de refuerzo ( $\rho_s$ ), de la resistencia nominal del concreto ( $f'c$ ) y del esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo ( $fy$ ). A continuación se darán algunas expresiones para la determinación de la longitud de rótula plástica. (Park & Paulay, 1975; Paulay & Priestley, 1992)

**PRIESTLEY**

$$l_n = 0.08 \cdot z + 0.0022 \cdot d_b \cdot fy$$

en kg y cm

**BAKER**

Para concreto no confinado

Para concreto confinado por acero transversal:

$$l_p = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \left(\frac{z}{d}\right)^{1/4} \cdot d$$

$$\varepsilon_c = 0.0035$$

$$l_p = 0.85 \cdot k_1 \cdot k_3 \cdot \left(\frac{z}{d}\right) \cdot c$$

$$\varepsilon_c = 0.0015 \cdot \left[1 + 150 \cdot \rho_s + (0.7 - 10 \cdot \rho_s) \cdot \frac{d}{c}\right] \leq 0.01$$

$$f''c = \left(0.8 + 0.1 \cdot \frac{d}{c}\right) f'c \leq f'c$$

$$k_1 = \begin{cases} 0.7 & , fy = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.9 & , fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$k_2 = 1 + 0.5 \cdot \frac{P_u}{P_0} \quad k_3 = \begin{cases} 0.6 & , f'c = 350 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.9 & , f'c = 120 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$c$  = profundidad de eje neutro al alcanzar el momento último

**CORLEY**

$$l_p = \left(0.5 + 0.32 \cdot \frac{\sqrt{d}}{d} \cdot \left(\frac{z}{d}\right)\right) \cdot d$$

en cm

$$\varepsilon_c = 0.03 + 0.02 \cdot \frac{b}{z} + \left(\frac{\rho_s \cdot fy}{1400}\right)^2$$

en kg/cm<sup>2</sup>**MATTOCK**

$$l_p = \left(0.5 + 0.05 \cdot \left(\frac{z}{d}\right)\right) \cdot d$$

$$\varepsilon_c = 0.03 + 0.02 \cdot \frac{b}{z} + 0.2 \cdot \rho_s$$

**SAWYER**

$$l_p = \left(0.25 + 0.075 \cdot \left(\frac{z}{d}\right)\right) \cdot d$$

Estas expresiones muestran diferencias en la estimación, lo que refleja que sólo se pueden conocer aproximaciones sobre la capacidad de rotación de las articulaciones plásticas. La

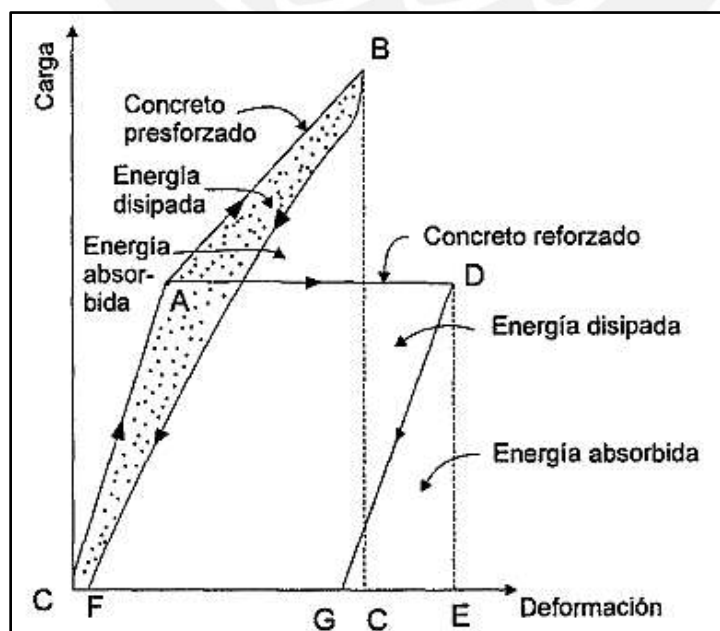
siguiente ecuación es una aproximación propuesta para vigas en base a diferentes resultados obtenidos con las fórmulas presentadas. Más adelante se presentarán las propuestas para columna y muros. Además, se propone un rango de valores aproximados, desde las vigas con menor responsabilidad sísmica ( $z/d = 2.5$ ) hasta las vigas que muestran un claro comportamiento sísmico ( $z/d = 5.0$ ).

ELEMENTO	ECUACIÓN APROXIMADA	RANGO DE VALORES APROXIMADOS
VIGAS	$\left(0.25 + 0.1 \cdot \frac{z}{d}\right) \cdot d$	$[0.50 \sim 0.75] \cdot d$

## V. DUCTILIDAD DE VIGAS PRESFORZADAS Y REFUERZO POR EFECTOS SÍSMICOS

Es común recurrir a la solución del presfuerzo cuando se tienen vigas con una gran luz, cargas muy elevadas y/o falta de sección. Sin embargo, el cable de presfuerzo está hecho de un acero muy resistente pero poco dúctil, lo que genera que la falla que tendrá la sección presforzada será más frágil. Además, la fuerza que comprime el elemento reduce la deformación disponible del concreto, reduciendo también su ductilidad.

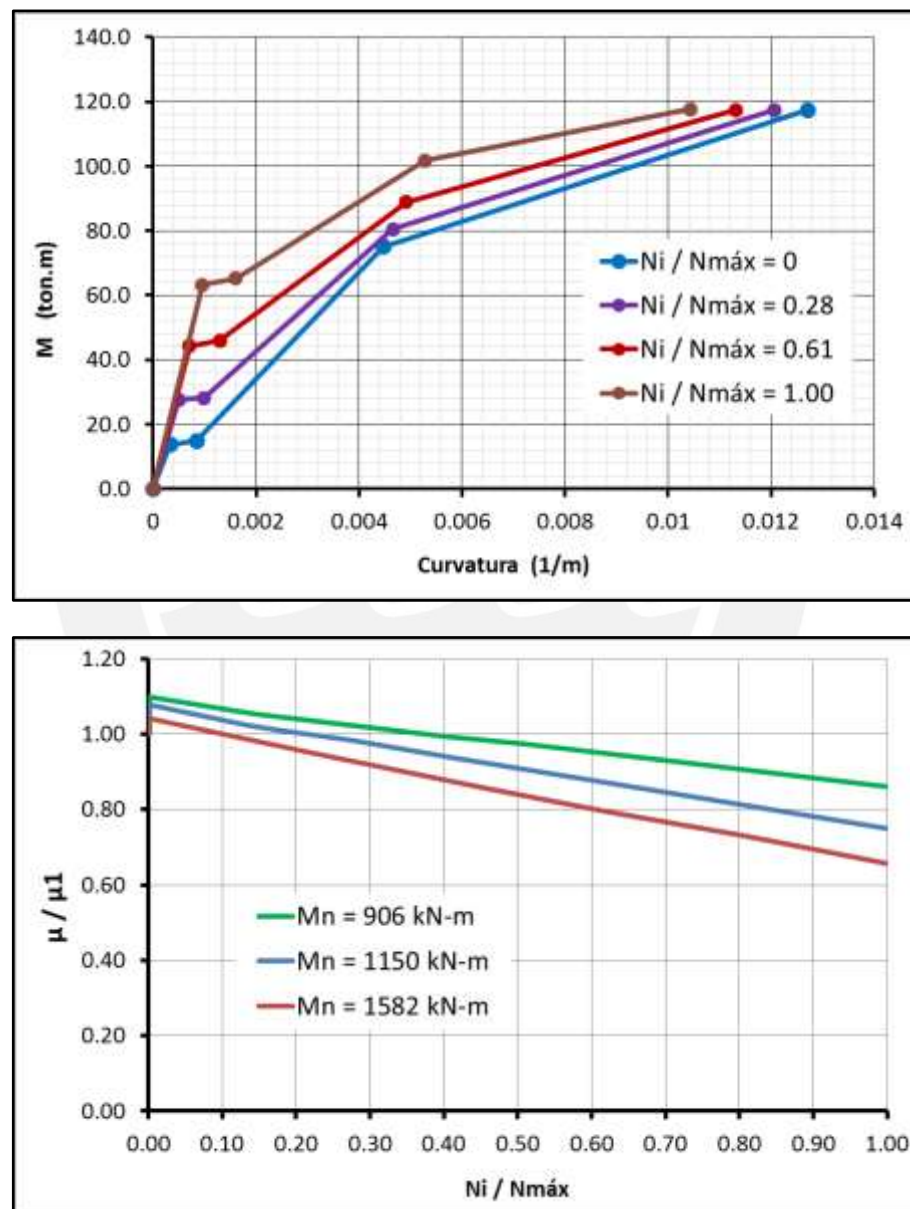
Esto ha llevado a mucha discusión sobre la capacidad que pueden tener los elementos presforzados para disipar energía mediante la formación de rótulas plásticas. Entre las investigaciones de T.Y.Lin (1964), se concluye que en los diagramas momento – curvatura de vigas de concreto presforzado en flexión se presentaban áreas importantes que mostraban una alta capacidad para generar la articulación plástica, como se muestra en la **Fig. 3.21**. Asimismo, otras investigaciones llegaron a conclusiones semejantes. (Meli, 1999)



**Figura 3.21** Idealización de curvas típicas de disipación de energía. Fuente: Meli, 1999

La **Fig. 3.22** muestra la variación que tiene el comportamiento de la sección de una viga de concreto armado sometida a diferentes presfuerzos. Se ha variado el área de refuerzo pasivo (no presforzado) y la fuerza de tensado, manteniendo la capacidad a flexión de la sección. No se ha variado el área de refuerzo en compresión. De esta manera se puede comparar la variación de ductilidad entre diferentes soluciones para una misma resistencia.

Se observan los diagramas momento – curvatura para diferentes fuerzas tensoras respecto a la máxima aplicable. Asimismo, se muestra cómo varía la ductilidad para diferentes resistencias requeridas.



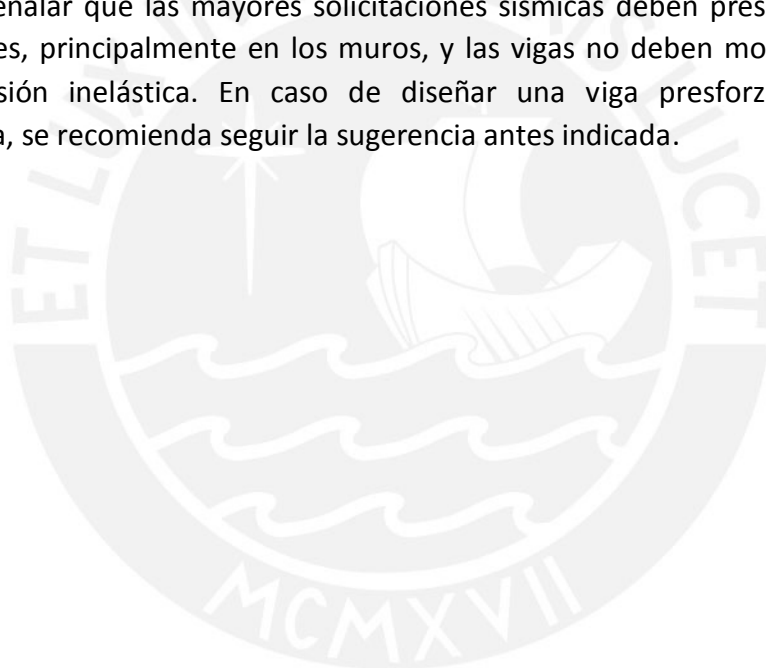
**Figura 3.22** Comparación entre diferentes soluciones presforzadas manteniendo la resistencia a flexión. Fuente: Propia

Se observa que conforme se incrementa la fuerza tensora, el momento flector que genera el agrietamiento de la sección aumenta. Sin embargo, la curvatura que genera la rotura a

compresión del concreto disminuye significativamente, reduciendo así la ductilidad del elemento. También se muestra que al considerar una porción de refuerzo activo (presforzado), sin aplicar alguna tensión, la ductilidad incrementa hasta en un 8%.

Luego, conforme se analizan secciones con fuerzas tensoras, las cuales comprimen al elemento, la ductilidad se va reduciendo hasta un 60% para el caso de mayor resistencia, y hasta un 90% para el caso de menor resistencia, porcentajes respecto a la ductilidad mostrada en la sección de concreto armado. Esto quiere decir que las diferentes secciones sí han mostrado cierta ductilidad para la disipación de energía inelástica.

Entonces resulta recomendable, como aplicación en la práctica, emplear la acción del presfuerzo para resistir las cargas verticales y añadir bastones que puedan cubrir las sollicitaciones sísmicas. De esta manera, se proporciona un balance razonable entre el refuerzo pasivo y el refuerzo activo con su respectiva fuerza tensora. Así, se logrará que la viga sea capaz de mostrar un desempeño adecuado para el comportamiento sísmico de la estructura. Cabe señalar que las mayores sollicitaciones sísmicas deben presentarse en los elementos verticales, principalmente en los muros, y las vigas no deben mostrar una gran sollicitud de incursión inelástica. En caso de diseñar una viga presforzada con gran importancia sísmica, se recomienda seguir la sugerencia antes indicada.





### **3.3. DISEÑO DE COLUMNAS**

Las columnas son unos de los elementos más importantes de una estructura de concreto armado, debido a la funcionalidad de soportar las cargas gravitatorias, incluso durante un evento sísmico. Probablemente las columnas no son parte esencial en los sistemas resistentes a sismos, pero su comportamiento sí debe ser el más controlado y con mejor desempeño, debido a los daños que podría generar en una falla en su comportamiento.

Los códigos y reglamentos ya brindan disposiciones para asegurar la resistencia a flexo compresión y cortante, y para prevenir daños en servicio y en rotura. Por ejemplo, establece la construcción del diagrama de interacción, disposiciones de detalle de armado, separación mínima de estribos de confinamiento, diseño por capacidad, etc. Sin embargo, se tocarán aspectos de ductilidad y rótulas plásticas con el fin de garantizar la capacidad a la articulación plástica.

#### **I. CUANTÍA MÍNIMA Y CUANTÍA MÁXIMA**

Así como en las vigas, se requiere establecer una cuantía mínima y una cuantía máxima para las columnas, pero no con los mismos objetivos explicados. En este caso, las limitaciones corresponden a mecanismos y características particulares de las columnas.

La cuantía mínima de una columna tiene la finalidad de reducir los efectos del flujo plástico y retracción del concreto bajo esfuerzos de compresión permanentes. Dentro de los comentarios del ACI 318-14, se indica que las deformaciones por flujo plástico y retracción tienden a transferirse del concreto al refuerzo, esforzando las barras longitudinales. Por ello, se determina una cuantía mínima de 1.0%, el cual permite mantener los esfuerzos producidos por estos efectos en valores menores al de fluencia.

Por otro lado, la cuantía máxima no está limitada por algún valor mínimo de ductilidad, sino por una buena consolidación del concreto alrededor de las barras longitudinales, principalmente en las zonas de nudos y traslapes. La cuantía máxima indicada es de 8.0%, pero es aplicado en todas las secciones de la columna. Esto quiere decir que la columna debe ser diseñada limitando la cuantía a un valor máximo de 4%, de tal manera que en las zonas de empalme se cumpla con la limitación de 8.0%.

#### **II. EFECTO DE LA COMPRESIÓN EN LA DUCTILIDAD**

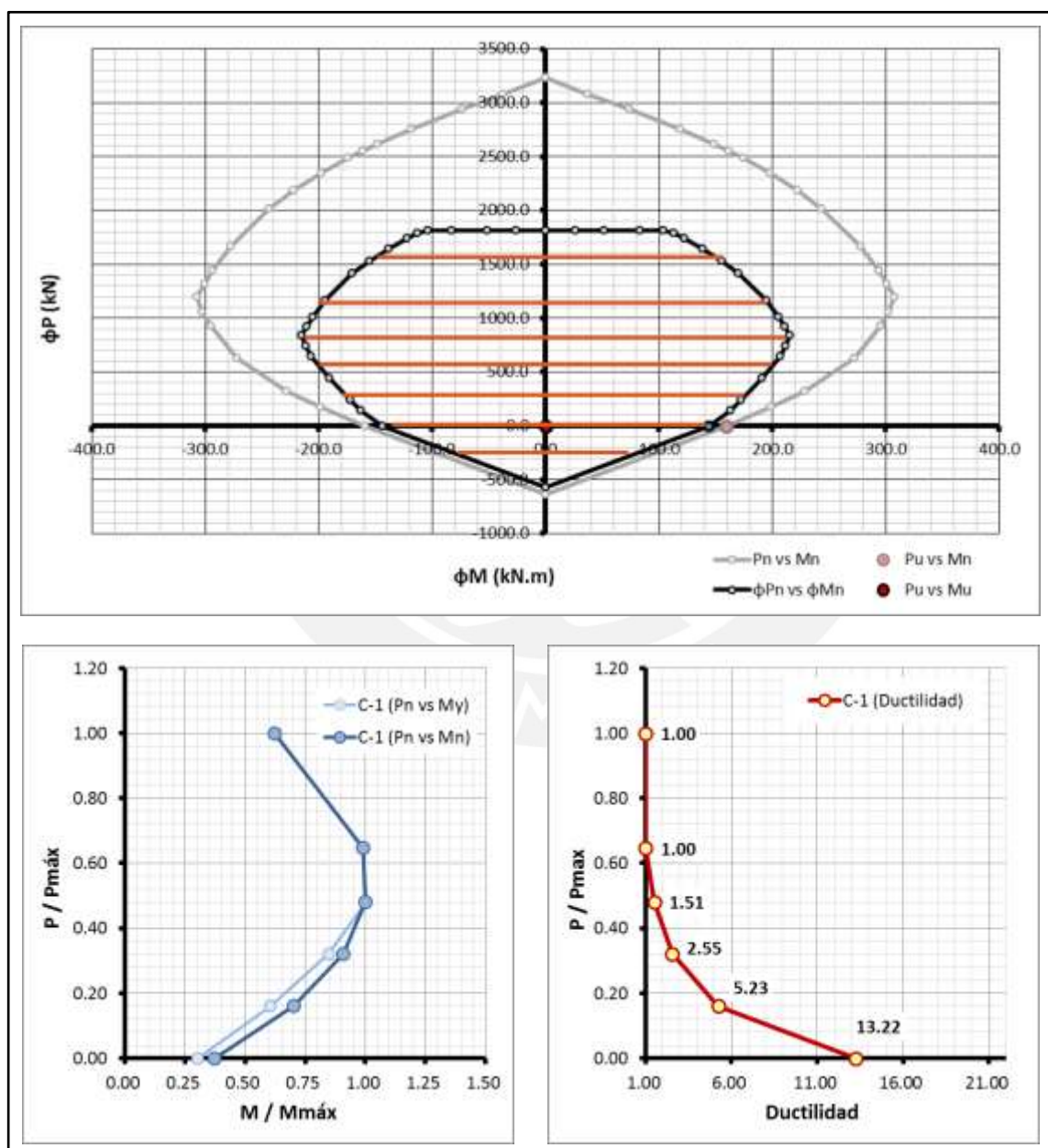
A diferencia de las vigas, las columnas deben resistir una fuerza en compresión. Estos esfuerzos adicionales pueden beneficiar o perjudicar a la sección, dependiendo de la magnitud de la compresión. El beneficio es que los esfuerzos de compresión reducen las tracciones que resiste la columna bajo la flexión adicional. El perjuicio es la de generar una deformación previa en la zona de compresión del concreto, reduciendo el rango de deformaciones que dispone hasta la rotura.

Estas características se pueden observar en el diagrama de momento curvatura. Si desde la situación de flexión pura, se incrementa la compresión, la resistencia a flexión aumenta. Esta

condición se cumple hasta llegar a la máxima resistencia a la flexión, que corresponde a la falla balanceada. A partir de este punto, si se incrementa la compresión, la resistencia a flexión se reduce notablemente, hasta la falla de compresión pura.

En el aspecto de ductilidad, las cargas por debajo de la que lleva a la falla balanceada, van mostrando mayor ductilidad conforme se acerca a la flexión pura, debido a que el concreto tiene mayor capacidad a deformarse hasta la rotura. Por otro lado, la ductilidad en cargas por encima de la falla balanceada es nula, debido a que el refuerzo en tracción no alcanza la deformación de fluencia.

La **Fig. 3.23** muestra las diferentes compresiones analizadas en una columna, y la variación que tiene en el momento de fluencia, en momento nominal y en ductilidad.



**Figura 3.23** Análisis de momento de fluencia, momento nominal y ductilidad de una columna de concreto armado. Fuente: Propia

Es por ello que es recomendable considerar dos aspectos muy importantes desde el proceso de estructuración. Primero, mantener la filosofía de columna fuerte – viga débil, pues así las columnas no tendrán demanda de ductilidad hasta la formación de sus propias rótulas en la base. Y segundo, si el sistema sismo resistente consiste en muros, éstos elementos mostrarán cargas de compresión mucho menores a los que puede resistir, por debajo de la falla balanceada, disponiendo de capacidad de ductilidad.

### III. LONGITUD DE RÓTULAS PLÁSTICAS

En base a los conceptos y expresiones indicados en el acápite de diseño de vigas, se plantea la siguiente expresión y el siguiente rango de valores para la aproximación de la longitud de rótula plástica para columnas.

A diferencia de las vigas que en ciertos casos el comportamiento sísmico no es predominante, las flexiones que pueden sufrir las columnas son por solicitaciones sísmicas. Por ello, el parámetro  $z$  resulta ser mayor y generalmente igual a la mitad de la altura de cada entrepiso. Además, las columnas deberían mostrar secciones no menores al de las vigas, por lo que el parámetro  $d$  es mayor en las columnas que en las vigas. Esto genera que el rango presentado de valores aproximados para longitud de rótulas plásticas en columnas sea ligeramente más alto respecto al caso de vigas.

ELEMENTO	ECUACIÓN APROXIMADA	RANGO DE VALORES APROXIMADOS
COLUMNAS	$\left(0.35 + 0.1 \cdot \frac{z}{d}\right) \cdot d$	$[0.60 \sim 0.85] \cdot d$

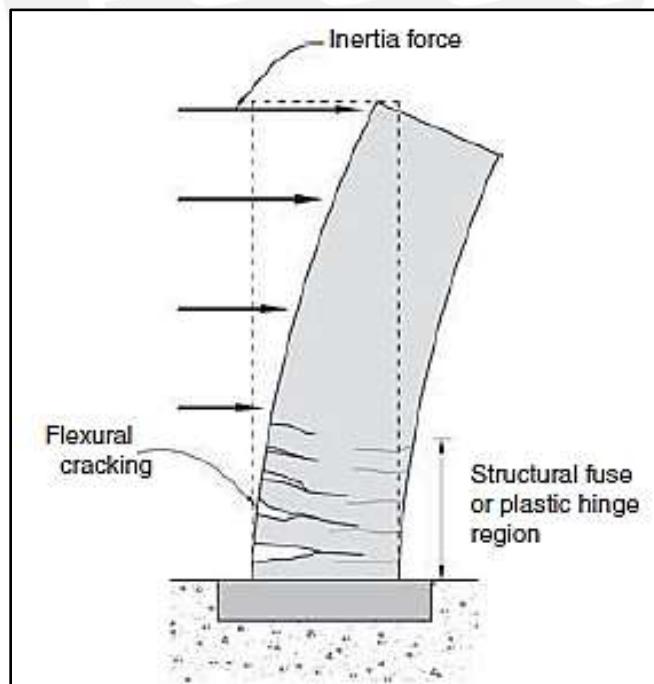
### 3.4. DISEÑO DE MUROS

Luego de haber analizado diferentes aspectos importantes sobre el comportamiento sísmico de las estructuras y sobre el proceso de estructuración, se ha concluido que el buen balance entre pórticos y muros, junto a la regularidad, simetría y simplicidad, permite obtener una estructura bien equilibrada en resistencia, rigidez y ductilidad. Y uno de los principales aportes es el de los muros, los cuales permiten tomar gran responsabilidad sísmica sin sacrificar el aspecto de la ductilidad.

El término de “muro de corte” es referido inicialmente por el gran porcentaje de las fuerzas sísmicas que debe soportar y por el mecanismo por el cual se diseña. Actualmente, el objetivo del diseño por capacidad consiste en evitar fallas frágiles por corte y permitir la formación de rótulas plásticas. Por lo que el término de “muro de corte” resulta inapropiado y se considera, en algunos documentos “muros estructurales”. (Charleson, 2008)

#### I. COMPORTAMIENTO DE MUROS

El principal comportamiento de los muros ante cargas horizontales es la de flexión, análogo a una viga en volado con empotramiento en su base, como se muestra en la **Fig. 3.24**. Por lo tanto, los mayores daños y gran porcentaje de la incursión inelástica se presenta en la zona cercana a la base del muro. En algunos casos, esta zona de articulación plástica puede cubrir uno o dos niveles, dependiendo de la proporción entre la altura total del muro (base a techo) y la longitud de su sección. El espesor del muro también toma un papel muy importante debido a los aspectos de esbeltez y resistencia a fuerzas cortantes.



**Figura 3.24** Esquema en elevación del comportamiento inelástico de un muro de concreto armado. Fuente: Charleson, 2008

## II. LONGITUD DE RÓTULAS PLÁSTICAS

En base a los conceptos y expresiones indicados en el acápite de diseño de vigas, se plantea la siguiente expresión y el siguiente rango de valores para la aproximación de la longitud de rótula plástica para muros.

Entre la variedad de muros que se pueden analizar, se han aislado aquellos casos en que la altura libre es significativamente cercana a la longitud del muro, nombrándolos “muros largos”, con un valor mínimo de  $z/d$  igual a 2.0. Muros con relaciones menores deben ser tratados con procedimientos especiales (como análisis con elementos finitos), pues empieza a presentarse el fenómeno de alabeo en su comportamiento.

ELEMENTO	ECUACIÓN APROXIMADA	RANGO DE VALORES APROXIMADOS
MUROS	$\left(0.15 + 0.1 \cdot \frac{z}{d}\right) \cdot d$	$[0.60 \sim 1.00] \cdot d$
MUROS LARGOS	$\left(0.25 + 0.1 \cdot \frac{z}{d}\right) \cdot d$	$[0.45 \sim 0.70] \cdot d$

Se observa que en muros largos, para proporciones de  $z/d$  igual a 4.50, el valor aproximado propuesto es de  $0.70 \cdot d$ , mientras que si analizamos la misma proporción pero con la expresión de muros normales, el valor aproximado es de  $0.60 \cdot d$ . Entonces se establece que la longitud de rótula plástica podría estar entre esos valores.

## III. CONFINAMIENTO

Uno de los principales requisitos para el diseño de muros estructurales es el confinamiento en sus extremos. Debido a las grandes flexiones a las que pueden estar sometidas, los muros sufren esfuerzos muy elevados de compresión en sus extremos. Estos esfuerzos de compresión pueden generar una falla explosiva en el concreto, para lo cual el refuerzo transversal de confinamiento contiene al concreto luego de haber superado su máxima deformación en compresión.

Severos daños se encontraron luego del sismo de Chile en el 2010. Uno de los factores más vistos fue el déficit o la ausencia de refuerzo de confinamiento en sus muros estructurales. Así se encontraron daños en primeros niveles o en primeros sótanos. Las siguientes imágenes de la **Fig. 3.25** muestran un muro severamente dañado, debido a la ausencia de estribos de confinamiento en los extremos, del edificio “Centro Mayor”, en Concepción. (Dragovich & Harris, 2010)



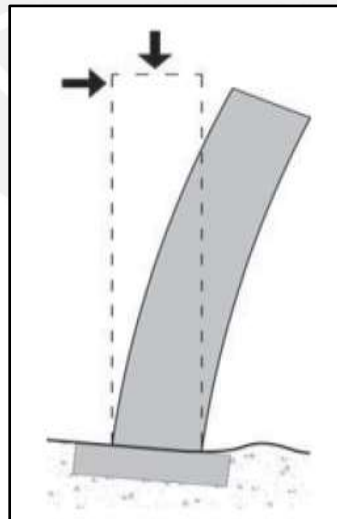


**Figura 3.25** Daños en muros en el edificio “Centro Mayor” luego del terremoto de Chile 2010.  
Fuente: Dragovich & Harris, 2010

Estas evidencias dejan clara la necesidad de emplear estribos cerrados de confinamiento en los extremos del muro tal que permitan contener los efectos de la alta compresión y, adicionalmente, evitar que las fisuras de tracción se extiendan significativamente.

#### IV. COMPLICACIONES EN LA CIMENTACIÓN

Uno de los efectos de la irregularidad y la asimetría en la disposición de los muros estructurales, es el hecho de que algunos muros recibirán solicitaciones muy elevadas, ya sea momento flector y/o fuerza cortante, debido al sismo. Como se observa en la **Fig. 3.24**, a pesar de que el muro puede soportar las altas cargas sísmicas, la complicación se traslada a la cimentación, donde un terreno débil podría perjudicar todo el sistema de cimentación.



**Figura 3.24** Esquema de falla del terreno en la cimentación de un muro estructural ante cargas horizontales. Fuente: Charleson, 2008

Es por ello es que se recomienda una disposición regular y simétrica, con suficiente densidad de muros, con el fin de evitar muros y cimientos sobrecargados sísmicamente.

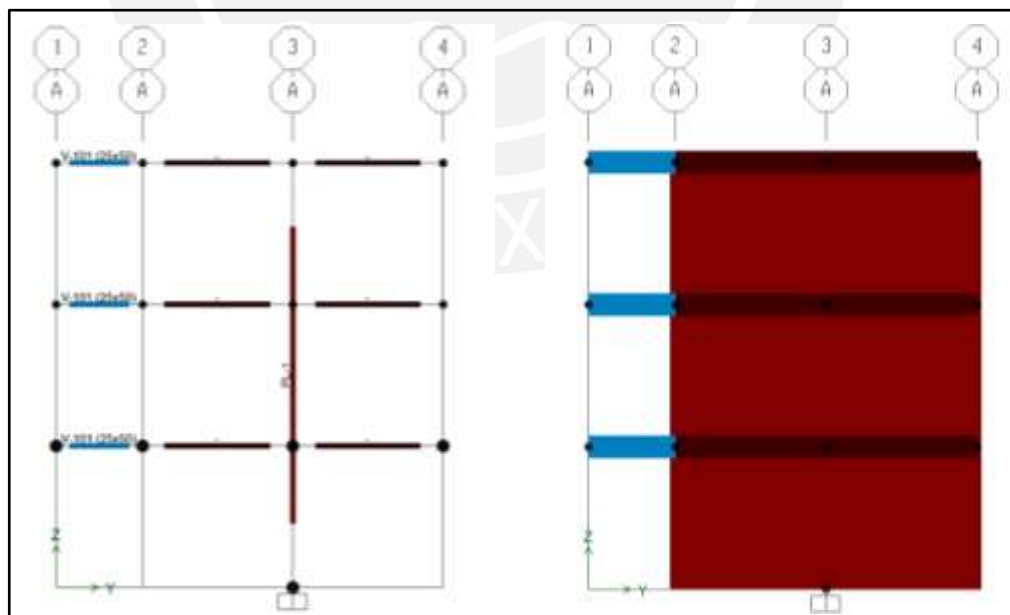
**CAPÍTULO 4:****PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS**

En este capítulo se brindarán recomendaciones y pasos a seguir para el procedimiento de análisis no lineal de una estructura. Entre estos análisis no lineales están el estático incremental o Pushover, y el dinámico tiempo – historia. Cabe señalar que el procedimiento recomendado se basa en la herramienta computacional SAP2000, el cual se ha empleado para los estudios de casos del presente documento.

**4.1. PROPIEDADES DE MATERIALES Y ELEMENTOS**

En el procedimiento de modelamiento, creamos secciones que, inherentemente, tienen propiedades de su sección bruta, como área, inercia en ambos ejes, momento polar de inercia, etc. Estas propiedades serán empleadas al calcular las rigideces a cargas axiales, momento flector y momento torsor.

Para el análisis de la edificación se recomienda emplear sólo propiedades lineales (*frame*) debido a que sólo así se podrá asignar las propiedades de las rótulas plásticas. Los elementos tipo cáscara (*shell*) con propiedades inelásticas no están incluidos en este documento. Para el caso de idealización de muros, que no formen del grupo de muros largos, se recomienda emplear elementos lineales acompañados de brazos rígidos en la planta, como se muestra en la **Fig. 4.1**.



**Figura 4.1** Idealización de muros estructurales con elementos lineales. Fuente: Propia

Los brazos rígidos son elementos lineales que tienen la misma sección de las vigas que acompañan a los muros pero con la rigidez de un material especial. Este material tendrá una

rigidez aproximadamente igual a 20 veces la del acero, es decir  $4 \cdot 10^8 \text{ ton/m}^2$ . Además, debido a que el brazo rígido ocupa el espacio del muro, no deberá tener peso propio.

The image shows a software dialog box for defining material properties. It is titled 'General Data' and contains several sections:

- Material Name and Display Color:** A text field containing 'MAT RIG' and a color selection button.
- Material Type:** A dropdown menu set to 'Other'.
- Material Notes:** A text area with a 'Modify/Show Notes...' button.
- Weight and Mass:** Two input fields for 'Weight per Unit Volume' and 'Mass per Unit Volume', both set to '0.'. A 'Units' dropdown menu is set to 'Tonf, m, C'.
- Isotropic Property Data:** Four input fields for material properties:
  - Modulus of Elasticity, E:  $4.000\text{E}+08$
  - Poisson:  $0.15$
  - Coefficient of Thermal Expansion, A:  $1.170\text{E}-05$
  - Shear Modulus, G:  $1.739\text{E}+08$
- Switch To Advanced Property Display:** An unchecked checkbox.
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

**Figura 4.2** Propiedades del material rígido empleado para los brazos rígidos. Fuente: Propia

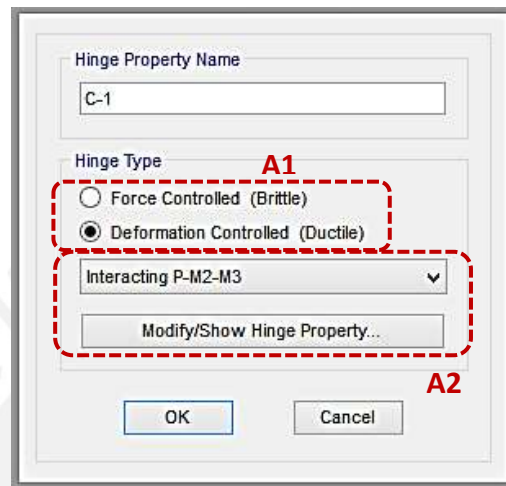
Luego de crear convencionalmente los materiales y los elementos a emplear en el modelo, se deben crear y asignar las propiedades de rótulas plásticas de los elementos, principalmente los diagramas momento – curvatura. Además, se debe calcular las longitudes de rótula plástica aproximadas para que el programa a emplear pueda calcular la capacidad de giro. A continuación se resumen las ecuaciones aproximadas propuestas.

ELEMENTO	ECUACIÓN APROXIMADA	RANGO DE VALORES APROXIMADOS
VIGAS	$(0.25 + 0.1 \cdot z/d) \cdot d$	$[0.50 \sim 0.75] \cdot d$
COLUMNAS	$(0.35 + 0.1 \cdot z/d) \cdot d$	$[0.60 \sim 0.85] \cdot d$
MUROS	$(0.15 + 0.1 \cdot z/d) \cdot d$	$[0.60 \sim 1.00] \cdot d$
MUROS LARGOS	$(0.25 + 0.1 \cdot z/d) \cdot d$	$[0.45 \sim 0.70] \cdot d$

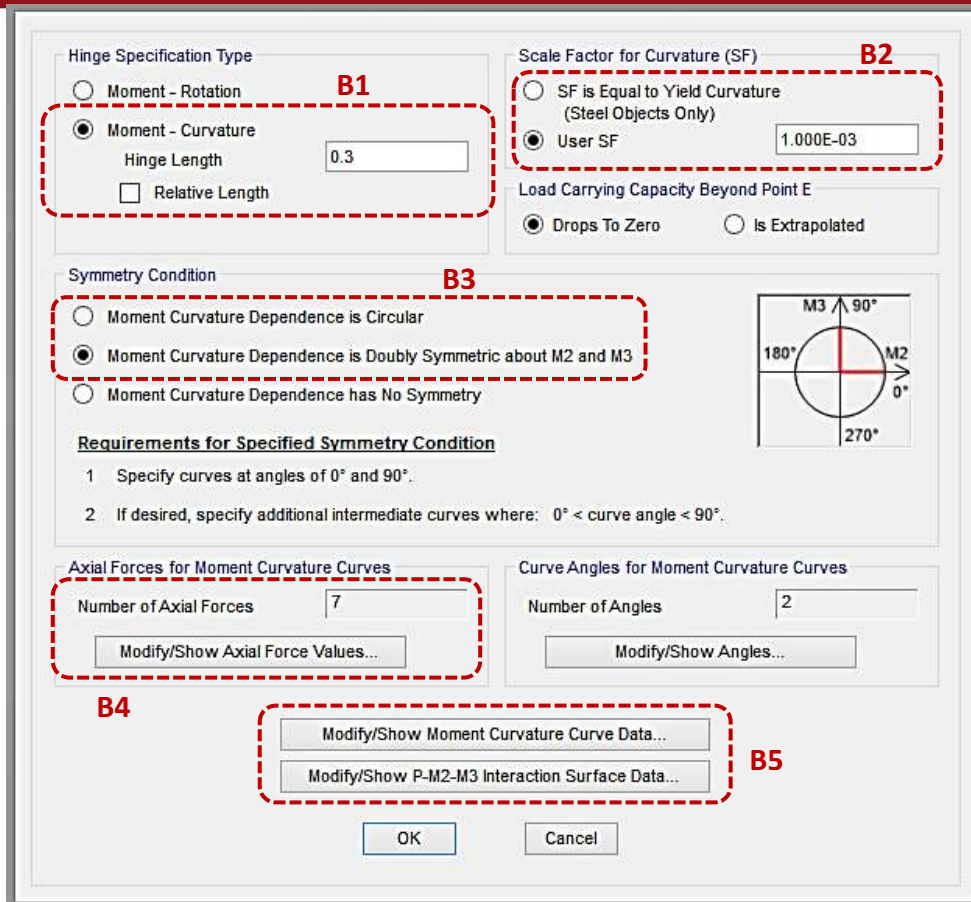
A continuación se presenta el procedimiento detallado en el programa para la creación de rótulas plásticas, tanto en columnas, muros y en vigas.

## I. RÓTULAS DE COLUMNAS Y MUROS

Para la creación de las propiedades de las rótulas plásticas (*Hinge Properties*) se debe introducir los diagramas momento – curvatura. En el caso de columnas o muros, se debe asignar un diagrama para cada carga axial.



- A1.** Para las rótulas de elementos en concreto armado, se escoge una rótula de tipo deformación controlada o dúctil.
- A2.** En el caso de columnas o muros, la rótula deberá ser P-M2-M3 debido a la interacción de estas fuerzas internas. Se definen las propiedades de esta rótula.



- B1.** La información que será ingresada será en curvatura. Se debe definir la longitud de la rótula plástica, ya sea de manera relativa de la longitud del elemento o de manera absoluta (recomendado) con los valores antes recomendados.
- B2.** El factor de escala para curvatura (**SF**) es un valor referencial para luego determinar las curvaturas inelásticas de la rótula plástica. Se recomienda ingresar el valor de **SF** del usuario y, para el caso de columna y muros, se puede emplear cualquier valor. Para este caso se emplea 0.001.
- B3.** Para el caso de columnas circulares o cuadradas y con armaduras simétricas, se puede establecer que las propiedades de la rótula plástica son similares en ambas direcciones de análisis (M2 y M3) y en ambos sentidos. Si se emplea una columna rectangular, se establece que las propiedades son diferentes en cada dirección de análisis pero similares en ambos sentidos. No debería emplearse columnas con armadura asimétrica que muestre propiedades diferentes en ambos sentidos.
- B4.** Se establecen las cargas axiales en los que se ingresará los diagramas momento – curvatura.
- B5.** Se ingresan los datos de los diagramas momento – curvatura para cada carga axial y para cada dirección. Se ingresan los datos del diagrama de interacción de la columna o muro.



Edit

This Number of Axial Force Values Is Specified **C1**

Number of Axial Forces 7

Axial Force Data

	Axial Force
1	-403.
2	-362.
3	-194.
4	-129.
5	-65.
6	0.
7	32.

**C2**

Tonf, m, C

Order Rows

OK

Cancel

- C1.** Se ingresa el número de cargas axiales que se van a considerar.
- C2.** Se ingresan los valores de las diferentes cargas axiales. Se excluye el de máxima compresión y el de máxima tracción. Se recomiendan valores dispersos y con algún valor cercano a la carga de servicio de la columna o muro. Se recomienda incluir la carga de máximo momento flector. Valores negativos indican compresión.

Interaction Surface Options

☐ Default from Material Property of Associated Line Object  
☐ Steel, AISC-LRFD Equations H1-1a and H1-1b with  $\phi = 1$   
☐ Steel, FEMA 356 Equation 5-4  
☐ Concrete, ACI 318-02 with  $\phi = 1$   
☒ **User Definition** **D1**

Define/Show User Interaction Surface...

Axial Load - Displacement Relationship

☐ Proportional to Moment - Rotation  
☒ **Elastic - Perfectly Plastic** **D2**

OK

Cancel

- D1.** El programa permite un cálculo automático de la superficie de interacción de la columna o del muro. En este caso, se recomienda que el usuario defina estos datos.
- D2.** La relación entre la carga axial y la deformación axial deberá ser elástico-plástico.

Edit

User Interaction Surface Options

☐ Circular Symmetry

☒ Doubly Symmetric about M2 and M3 **E1**

☐ No Symmetry

Number of Curves  **E2**

Number of Points on Each Curve

Scale Factors (Same for All Curves)

P  M2  M3

☐ Include Scale Factors in Plots

First and Last Points (Same for All Curves)

Point	P	M2	M3
1	-489.3	0	0
9	64.5	0	0

**E3**

Interaction Surface Requirements - Doubly Symmetric

- A minimum of 3 P-M2-M3 curves are specified.
- P (tension positive) increases monotonically.
- M2 = M3 = 0 at the first and last points.
- First curve has all M3 = 0 and all M2 >= 0.
- Then one or more curves has all M2 > 0 and all M3 > 0.
- Last curve has all M2 = 0 and all M3 > 0.
- As the curve number increases, a specific point number should have an increasing M3 and a decreasing M2.
- Each curve must be convex and the interaction surface as a whole must be convex (no dimples in surface).

Interaction Curve Data

Current Curve

Point	P	M2	M3
1	-489.3	0.	0.
2	-403.	14.	0.
3	-261.	22.	0.
4	-194.	23.	0.
5	-129.	20.	0.
6	-65.	14.	0.
7	0.	8.	0.
8	32.	5.	0.
9	64.5	0.	0.

**E4**

3D Plot

Plan

Elevation

Aperture

☒ Show All Lines

☐ Hide P Direction Lines

☐ Hide M2-M3 Lines

☒ Highlight Current Curve

- E1.** Para el caso de columnas circulares o cuadradas y con armaduras simétricas, se puede establecer que los diagramas de interacción son similares en ambas direcciones de análisis (M2 y M3) y en ambos sentidos. Si se emplea una columna rectangular, se establece que los valores son diferentes en cada dirección de análisis pero similares en ambos sentidos. No debería emplearse columnas con armadura asimétrica que muestre propiedades diferentes en ambos sentidos.
- E2.** Se deben indicar el número de curvas o planos que se van a ingresar. Se recomienda el valor mínimo de tres (03). Además, se indica el número de cargas axiales en cada curva. Se recomienda emplear las mismas cargas axiales de los indicados en **C2**, más los de máxima compresión y máxima tracción.
- E3.** Se indican de manera independiente los valores de máxima compresión y máxima tracción, pues los valores de momento flector asociados son nulos.
- E4.** Se ingresan los valores de carga axial (P) y de momento flector (M2, M3) de las curvas de interacción, en cada dirección. En la dirección intermedia, se ingresan los valores de  $M2 \cdot \sqrt{2}/2$  y  $M3 \cdot \sqrt{2}/2$ .

Edit

**F1**

Select Curve

Axial Force 32. Angle 90. Curve #14

Units: Tonf, m, C

**Moment Curvature Data for Selected Curve**

Point	Moment/Yield Mom	Curvature/SF
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.499	91.036
D	0.2	91.036
E	0.2	100.

**F2**

Copy Curve Data Paste Curve Data

**F3**

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

Immediate Occupancy	27.311
Life Safety	54.621
Collapse Prevention	72.829

☒ Show Acceptance Points on Current Curve

3D View

Plan 315 Elevation 35 Aperture 0

Axial Force 32

☐ Hide Backbone Lines ☐ Show Acceptance Criteria ☐ Show Thickened Lines ☒ Highlight Current Curve

Current Curve - Curve #14 Force #7; Angle #2

3-D Surface Axial Force = 32

Moment Curvature Information

Symmetry Condition Double

Number of Axial Force Values 7

Number of Angles 2

Total Number of Curves 14

Angle Is Moment About

0 degrees = About Positive M2 Axis

90 degrees = About Positive M3 Axis

180 degrees = About Negative M2 Axis

270 degrees = About Negative M3 Axis

OK Cancel

- F1.** Se ingresan los diagramas de momento – curvatura para cada carga axial y para cada dirección. Valores negativos de carga axial indican compresión.
- F2.** Se arma el diagrama de momento – curvatura en base a los datos obtenidos del cálculo y el valor de **SF** ingresado en **B2**. De cada diagrama momento – curvatura calculado se obtienen  $M_y$ ,  $M_n$ ,  $\phi_y$  y  $\phi_u$ . La siguiente tabla resume los valores a ingresar. Cabe resaltar que el diagrama ilustrado en el programa corresponde sólo al rango inelástico.

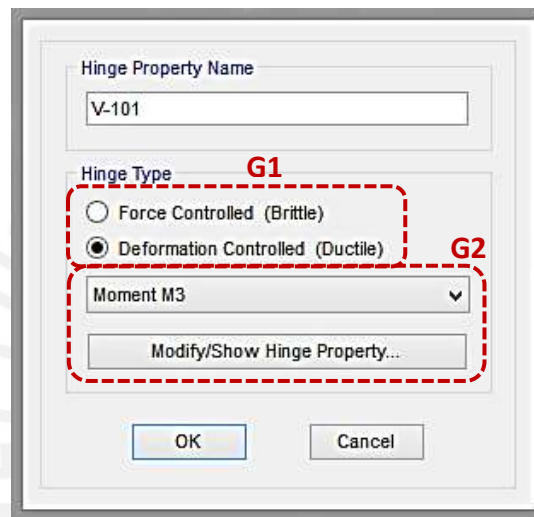
Punto	$M / M_y$	Curvatura / SF
A	0	0
B	1	0
C	$M_n / M_y$	$(\phi_u - \phi_y) / SF$
D	0.2	$(\phi_u - \phi_y) / SF$
E	0.2	$\gg (\phi_u - \phi_y) / SF$

- F3.** Para determinar el nivel de desempeño, es necesario indicar los criterios de aceptación (operacional, resguardo de vida y cerca del colapso) mediante la relación de curvatura plástica para cada criterio entre el valor de **SF** indicado en **B2**.

Criterio	Curvatura / SF
Operacional	$0.3 \cdot (\phi_u - \phi_y) / SF$
Resguardo de vida	$0.6 \cdot (\phi_u - \phi_y) / SF$
Cerca del colapso	$0.8 \cdot (\phi_u - \phi_y) / SF$

## II. RÓTULAS DE VIGAS

En el caso de vigas, se debe asignar un diagrama momento – curvatura, pues se asume que la viga actúa en flexión pura.



- G1.** Para las rótulas de elementos en concreto armado, se escoge una rótula de tipo deformación controlada o dúctil.
- G2.** En el caso de vigas, la rótula deberá ser M3. Se definen las propiedades de esta rótula.

Edit

Displacement Control Parameters

**H1**

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	-0.2	-10.
D-	-0.2	-7.044
C-	-1.041	-7.044
B-	-1.	0.
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.063	9.946
D	0.2	9.946
E	0.2	13.

☐ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

☐ Use Yield Moment

☐ Use Yield Curvature

(Steel Objects Only)

Positive

Moment SF: 21.0143

Curvature SF: 4.147E-03

Negative

Moment SF: 39.7628

Curvature SF: 4.858E-03

**H3**

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

Positive

Immediate Occupancy: 2.98

Life Safety: 5.97

Collapse Prevention: 7.96

Negative

Immediate Occupancy: -2.11

Life Safety: -4.23

Collapse Prevention: -5.63

☒ Show Acceptance Criteria on Plot

**H4**

Type

☐ Moment - Rotation

☒ Moment - Curvature

Hinge Length: 0.35

☐ Relative Length

**H2**

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

- H1.** Se arma el diagrama de momento – curvatura en base a los datos obtenidos del cálculo. Del diagrama momento – curvatura calculado se obtienen  $M_y$ ,  $M_n$ ,  $\phi_y$  y  $\phi_u$ , para ambas sentidos de flexión. La siguiente tabla resume los valores a ingresar, para cada sentido de momento flector. Cabe resaltar que el diagrama ilustrado en el programa corresponde sólo al rango inelástico.

Punto	$M / M_y$	Curvatura / SF
A	0	0
B	1	0
C	$M_n / M_y$	$\phi_u / \phi_y$
D	0.2	$\phi_u / \phi_y$
E	0.2	$\gg \phi_u / \phi_y$

- H2.** La información que será ingresada será en curvatura. Se debe definir la longitud de la rótula plástica, ya sea de manera relativa de la longitud del elemento o de manera absoluta (recomendado) con los valores antes recomendados.
- H3.** Los factores de escala, tanto para momento como para curvatura, (SF) son valores referenciales que se emplear para determinar el comportamiento inelástico de la



rótula plástica. Se recomienda emplear el momento de fluencia como valor de **SF** de momento y la curvatura de fluencia como valor de **SF** de curvatura, ambos en cada sentido de flexión.

- H4.** Para determinar el nivel de desempeño, es necesario indicar los criterios de aceptación (operacional, resguardo de vida y cerca del colapso) mediante la relación de curvatura plástica para cada criterio entre el valor de **SF** indicado en **H3**.

Criterio	Curvatura / SF
Operacional	$0.3 \cdot \phi_u / SF$
Resguardo de vida	$0.6 \cdot \phi_u / SF$
Cerca del colapso	$0.8 \cdot \phi_u / SF$



## **4.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL**

El análisis modal espectral es el procedimiento más empleado para estructuras sometidas a sismos, principalmente debido a que los códigos y reglamentos lo consideran como el principal análisis dinámico a emplearse. Por tal motivo, no se dará mayor detalle sobre este procedimiento, pero se indicarán algunas consideraciones especiales.

### **I. MODOS DE VIBRACIÓN**

Este análisis consiste en la superposición de diferentes formas de esforzarse y deformarse que tiene la estructura debido al sismo. Estas diferentes formas se denominan modos de vibración. Cada estructura muestra diferentes modos de vibración y cada uno representa una manera natural en que la estructura podría deformarse producto a las cargas horizontales que dependen de la distribución de masa.

Por lo tanto, uno de los aspectos importantes es la definición de los modos de vibración, lo cual el programa de computación lo puede realizar de manera casi inmediata pero considerando posibles errores de modelamiento. Además, la consideración de diafragma rígido, el cual unifica los puntos que comprende el diafragma y resume sus grados de libertad a sólo tres (03), puede generar la omisión de algún comportamiento particular de la losa que conlleva a un modo de vibración diferente.

### **II. ARRIOSTRAMIENTO LATERAL EN SÓTANOS**

Un aspecto importante, que puede generar modos de vibración diferentes del comportamiento esperado de la edificación, es el comportamiento de los sótanos. Los sótanos tienen restricciones laterales generadas por el terreno, las cuales dependen de la deformación y rigidez del mismo suelo. Si bien los muros perimetrales de los sótanos pueden brindar una enorme rigidez lateral, ésta no suele compensar la oposición al desplazamiento horizontal que muestra el terreno. Así, un pequeño desplazamiento en cada nivel de sótano en el análisis dinámico podría generar fuerzas sísmicas en estos niveles bajo rasante, lo cual no es consistente con el comportamiento esperado de la estructura completa.

Para obtener un comportamiento similar a la interacción entre la estructura y el terreno de apoyo que rodea a los sótanos, se recomienda considerar apoyos con restricciones laterales (en las dos direcciones en planta) en todos los puntos perimetrales de los sótanos. De esta manera se obtiene un comportamiento cercano al deseado.

### **III. PERÍODO FUNDAMENTAL**

Generalmente, los resultados del análisis dinámico suelen escalarse a un porcentaje (80% o 90%) de los resultados del procedimiento de fuerzas equivalentes. Para este último análisis, se debe considerar un periodo fundamental de la estructura, uno en cada dirección. Para ello suele considerarse el periodo de los primeros modos de los análisis dinámicos. Sin embargo, en los casos en que la participación modal de estos modos no supera el 40%, la

aproximación no resulta ser adecuada. Para ello se recomienda emplear el método manual para el cálculo del periodo fundamental:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum(P_i \cdot D_i^2)}{g \cdot \sum(F_i \cdot D_i)}}$$

Esta ecuación depende del peso, de la fuerza sísmica y del desplazamiento horizontal promedio de cada nivel.



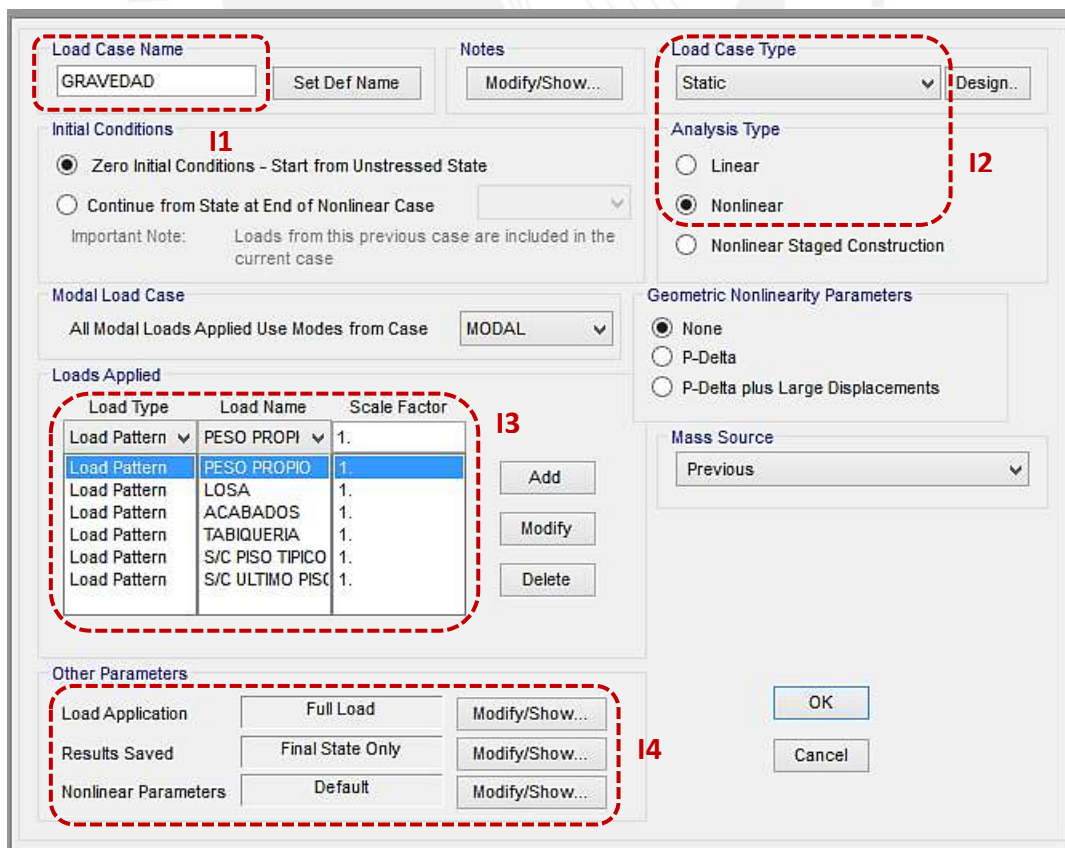
#### 4.3. ANÁLISIS PUSHOVER

El análisis estático incremental tiene el objetivo de tener una relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento máximo en el nivel más alto, mientras se incrementa la intensidad de la carga sísmica total representada mediante la distribución de fuerzas horizontales en cada nivel. El incremento de la carga sísmica conlleva a que la estructura y sus secciones críticas incursionen en el rango elástico hasta la formación de un mecanismo o hasta que una sección llegue a la rotura por compresión.

Este análisis permite representar el comportamiento elástico e inelástico de la estructura ante cargas horizontales y poder determinar sus propiedades más importantes: resistencia, rigidez y ductilidad. Sin embargo, estos resultados están expuestos a ciertas imprecisiones, como la distribución estimada de cargas, la ubicación de estas fuerzas en planta o determinar la deformación última de la estructura.

Se recomienda para el análisis Pushover emplear, inicialmente, una distribución lineal de fuerzas, desde un valor nulo en el nivel de rasante y con un valor máximo unitario en el nivel más alto. Luego de concluir con el análisis y obtener la curva de capacidad, se sugiere cambiar la distribución para analizar otras posibilidades. Además, se recomienda aplicar las fuerzas horizontales en los centros de masa de cada diafragma.

A continuación se presentará la secuencia de pasos a seguir en el programa empleado para determinar los casos de carga necesarios en el análisis Pushover.



**Load Case Name**  
GRAVEDAD

**Load Case Type**  
Static

**Analysis Type**  
Nonlinear

**Initial Conditions**  
1  
☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
☐ Continue from State at End of Nonlinear Case

**Modal Load Case**  
All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

**Loads Applied**  
3

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PESO PROPI	1.
Load Pattern	PESO PROPIO	1.
Load Pattern	LOSA	1.
Load Pattern	ACABADOS	1.
Load Pattern	TABIQUERIA	1.
Load Pattern	S/C PISO TIPICO	1.
Load Pattern	S/C ULTIMO PISO	1.

**Geometric Nonlinearity Parameters**  
☒ None  
☐ P-Delta  
☐ P-Delta plus Large Displacements

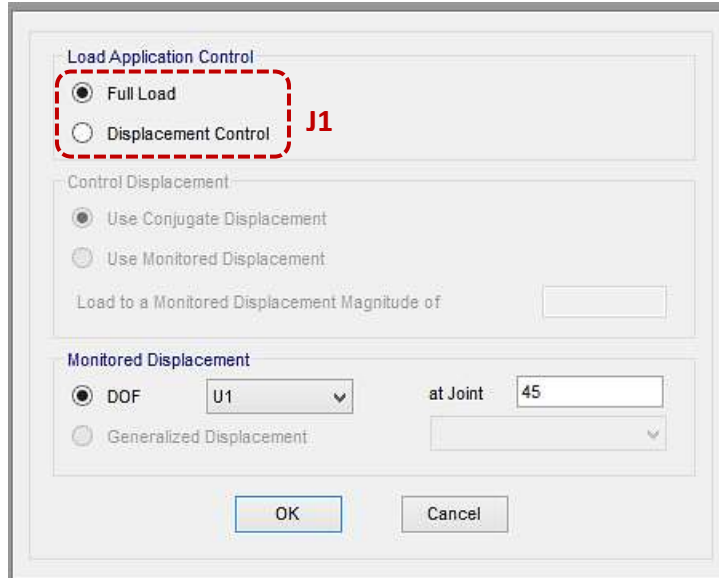
**Mass Source**  
Previous

**Other Parameters**  
4

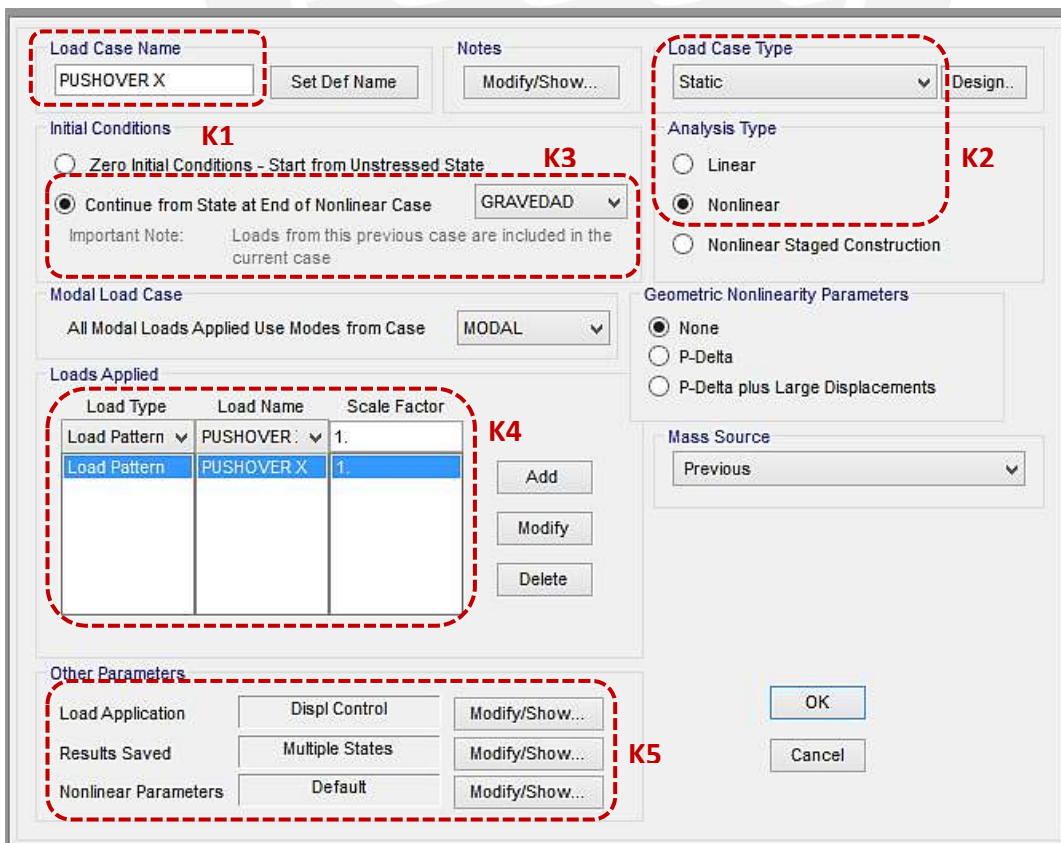
Load Application	Full Load	Modify/Show...
Results Saved	Final State Only	Modify/Show...
Nonlinear Parameters	Default	Modify/Show...

OK  
Cancel

- I1. Se debe crear un caso de carga inelástico que contenga todas las cargas gravitatorias presentes durante el evento sísmico.
- I2. El caso de carga es del tipo estático y mediante un tipo de análisis no lineal.
- I3. Se introducen todas las cargas gravitatorias involucradas, sin factor de amplificación.
- I4. Se deben determinar los parámetros del análisis. Se pueden emplear los parámetros por defecto, con la excepción de la aplicación de la carga.



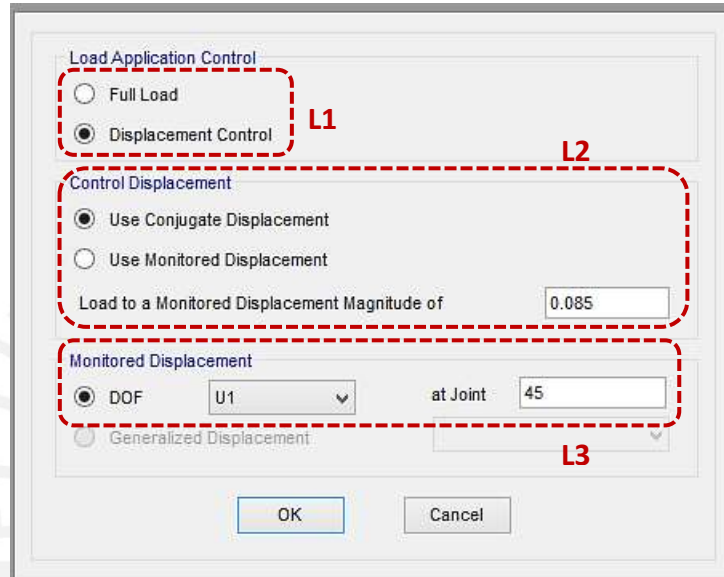
- J1. Ya que sólo se necesita este caso de carga como condición previa para el análisis Pushover, se aplica toda la carga asignada.



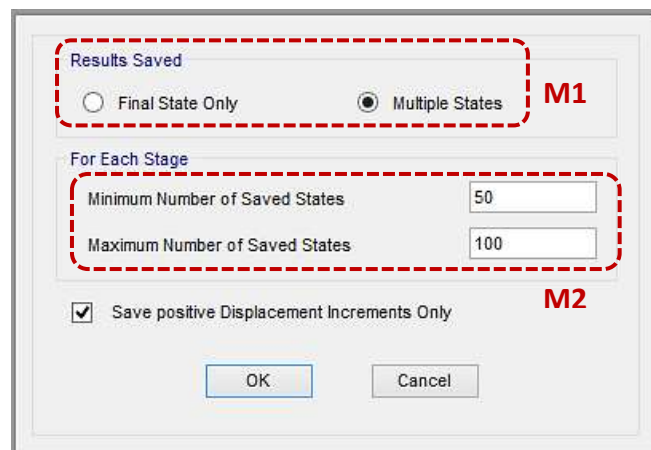
Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PUSHOVER X	1.
Load Pattern	PUSHOVER X	1.



- K1.** Se deben crear los casos inelásticos de carga de Pushover, uno en cada dirección.
- K2.** El caso de carga es del tipo estático y mediante un tipo de análisis no lineal.
- K3.** Estos casos de carga sísmica deben considerar como condición inicial al estado final del caso gravitatorio antes creado en **I1**.
- K4.** Se asigna el patrón de carga de Pushover correspondiente (previamente creado) con el cual se aplicó la distribución de fuerzas horizontales. No se aplica factor de amplificación.
- K5.** Se deben determinar los parámetros del análisis. Los parámetros propios del cálculo no lineal pueden ser los de defecto.

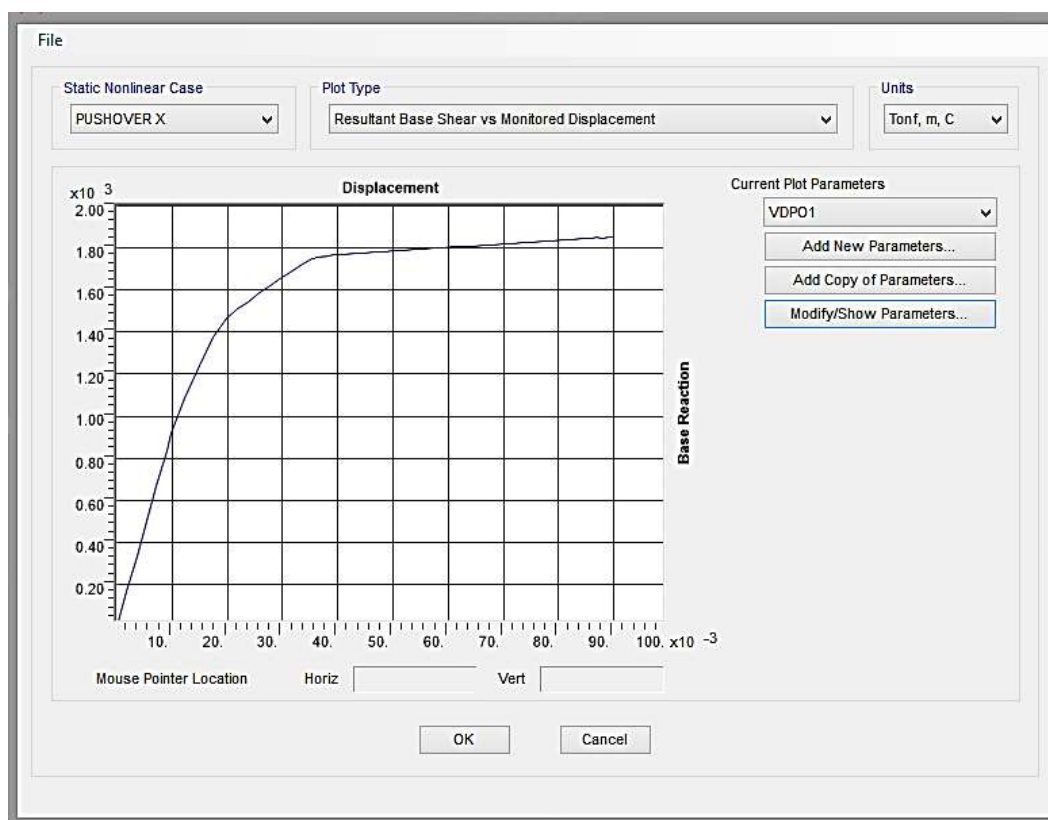


- L1.** El análisis Pushover debe registrar un control por desplazamientos.
- L2.** Se controlará el desplazamiento conjugado a la fuerza incremental, alcanzando un valor de desplazamiento máximo estimado por el usuario. Este valor probablemente requiera de una iteración, debido a que no se identifica inicialmente el desplazamiento que conlleva una falla en compresión de alguna de las rótulas.
- L3.** Se debe indicar la dirección del análisis y el punto del nivel más alto donde se ha aplicado la carga y donde se controlará el desplazamiento.

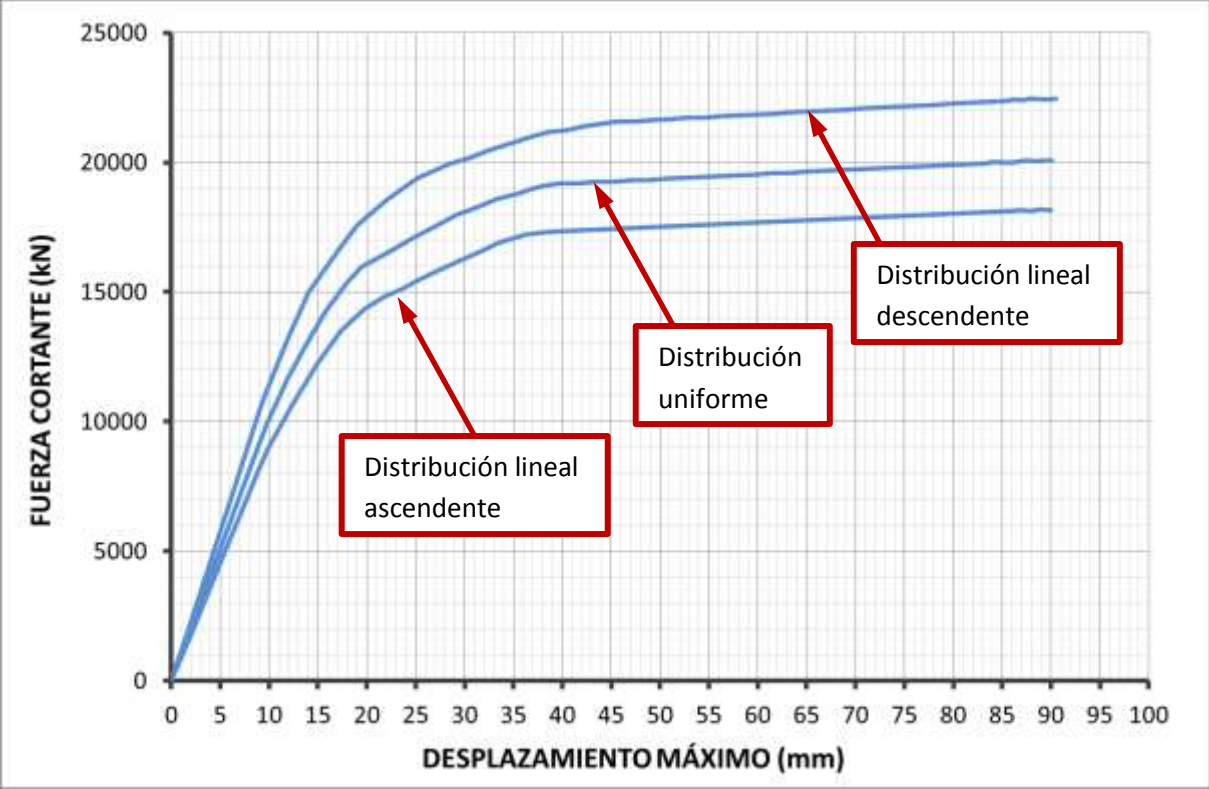


- M1.** A diferencia de la configuración por defecto, se debe establecer que se registren las diferentes etapas de la estructura ante cada incremento de carga.
- M2.** Para el análisis Pushover se recomienda el registro de un mínimo de 50 etapas y un máximo de 100 etapas.

Finalmente, luego de haber procedido con los casos de carga, se obtiene la curva Pushover o curva de capacidad, para cada dirección. La siguiente figura muestra un ejemplo de ello. Cabe resaltar que los últimos puntos de la curva deben corresponder a las fallas por compresión en las rótulas más esforzadas. Los datos de la curva de capacidad pueden exportarse y compararlos con los resultados de otros análisis.



Ya que la estructura puede presentar diferentes modos de vibración durante un sismo, se recomienda emplear diferentes distribuciones de fuerzas para el análisis Pushover. Esto permite tener un rango de posibles comportamientos de la estructura ante cargas horizontales. En la **Fig. 4.2** se observan tres curvas de capacidad de una misma estructura, cada una correspondiente a una distribución de fuerzas diferente.

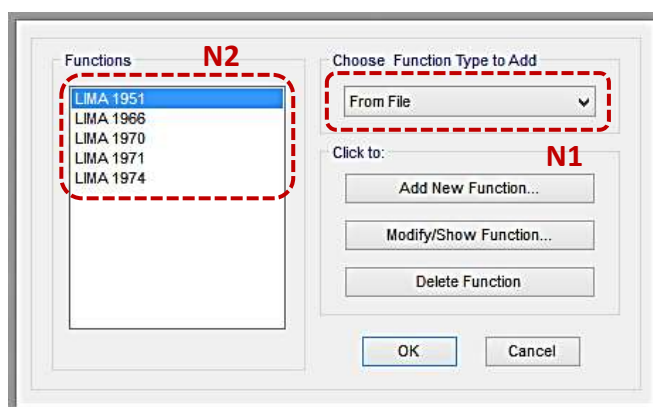


**Figura 4.2** Ejemplo de curvas de capacidad para diferentes distribuciones de carga Pushover.  
Fuente: Propia

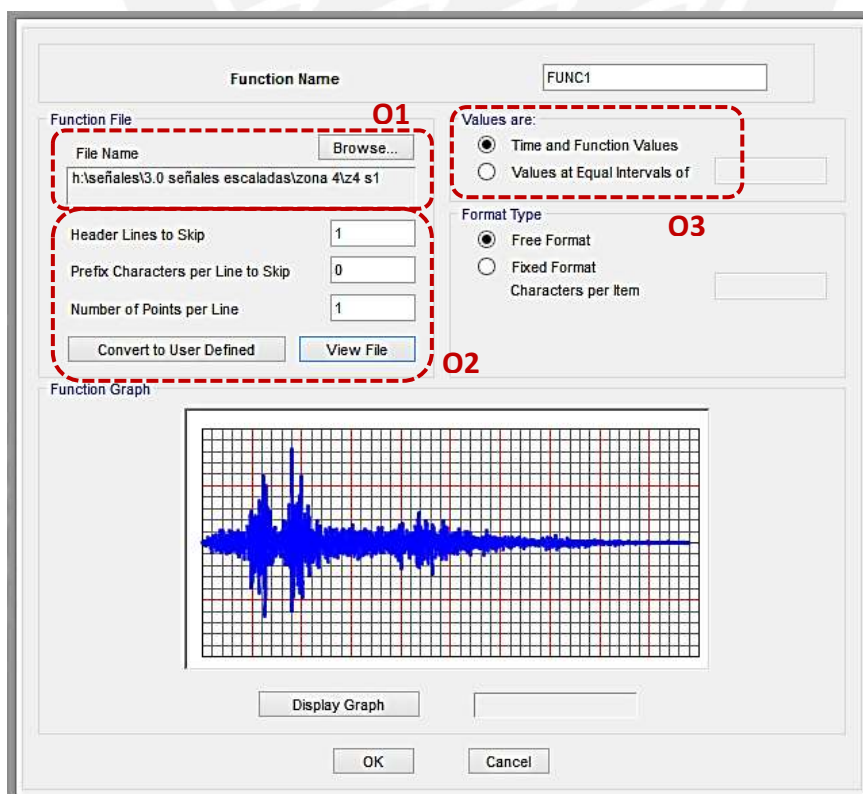
#### 4.4. ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

El análisis sísmico tiempo – historia permite someter al modelo de la estructura a un registro, original o modificado, real o sintético, teniendo la posibilidad de conocer la historia de respuesta en cada instante de aplicación de la carga. Este análisis puede ser uno de los más precisos que se disponen entre los de análisis sísmico, aunque esto depende de la confiabilidad del registro, de los parámetros del cálculo y de la misma estructura idealizada.

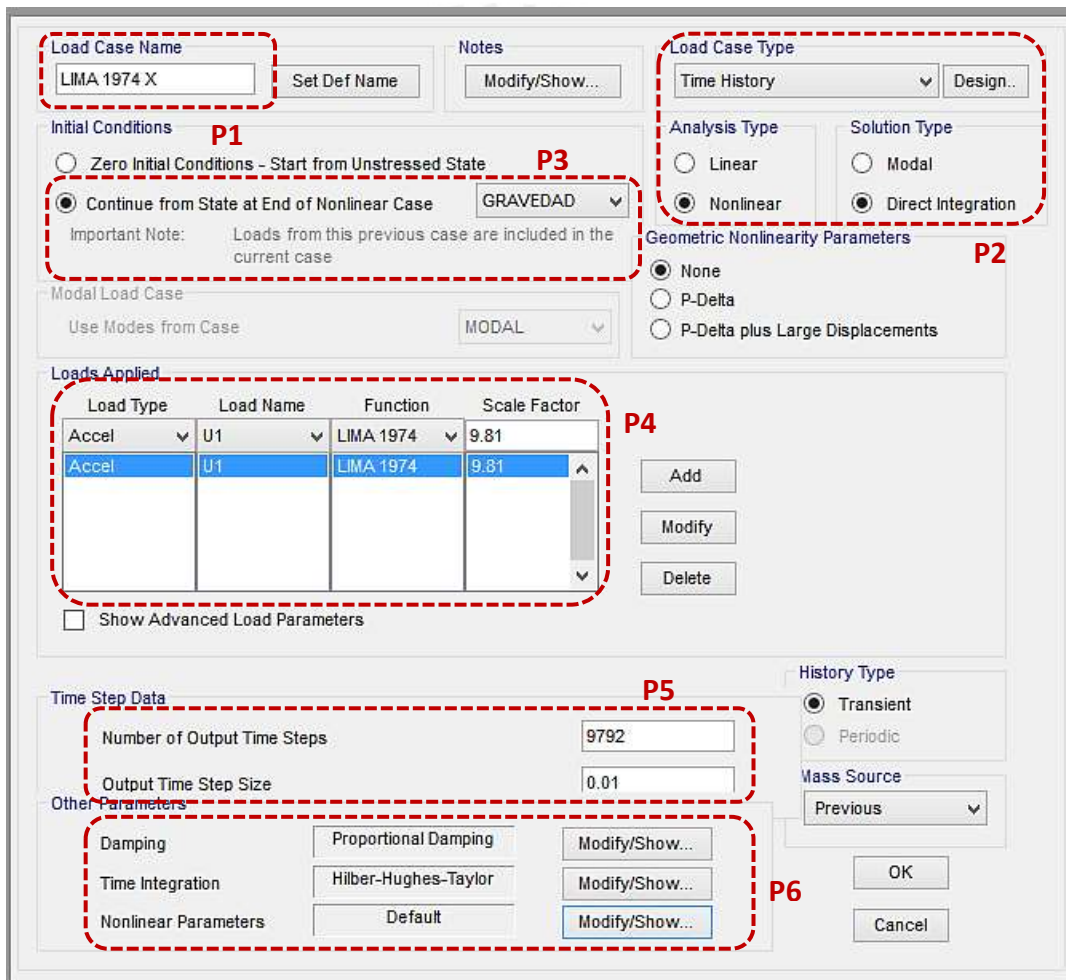
A continuación se presentará la secuencia de pasos a seguir en el programa empleado para determinar los casos de carga necesarios en el análisis tiempo – historia.



- N1.** Se deben ingresar los registros o funciones sísmicas, recomendando que se realice desde archivos externos para un mejor control de los datos de ingreso.
- N2.** Se presenta la lista de registros ingresados en el programa. Se recomienda emplear entre 5 y 7 registros por cada dirección.



01. Se identifica el archivo del cual se extraerá el registro tiempo – historia. Se recomienda considerar registros escalados y ajustados de tal manera que sus respectivos espectros se asemejen al de la norma empleada.
02. Según el archivo seleccionado, se debe indicar el número de líneas de encabezado que se deben omitir, el número de caracteres iniciales que se deben omitir por línea y el número de puntos por línea. De ser necesario, se selecciona ver el archivo para corroborar estos valores. Luego de concluir con la definición del registro, se debe seleccionar la opción de convertir los datos como definidos por el usuario (dato por dato). Esto último evitará que el programa dependa del archivo original.
03. Uno de los formatos típicos para tabular los datos del registro es el de tiempo – valor. De esta manera se listan los puntos del registro y en cada línea se describe el valor del tiempo y el valor del registro.



**Load Case Name**: LIMA 1974 X

**Initial Conditions**: **P1**  
☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
☒ Continue from State at End of Nonlinear Case **P3**  
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

**Load Case Type**: Time History

**Analysis Type**: ☒ Nonlinear

**Solution Type**: ☒ Direct Integration

**Geometric Nonlinearity Parameters**: **P2**  
☒ None  
☐ P-Delta  
☐ P-Delta plus Large Displacements

**Loads Applied**: **P4**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	LIMA 1974	9.81
Accel	U1	LIMA 1974	9.81

**Time Step Data**: **P5**  
 Number of Output Time Steps: 9792  
 Output Time Step Size: 0.01

**Other Parameters**: **P6**  
 Damping: Proportional Damping  
 Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor  
 Nonlinear Parameters: Default

**History Type**: ☒ Transient  
☐ Periodic

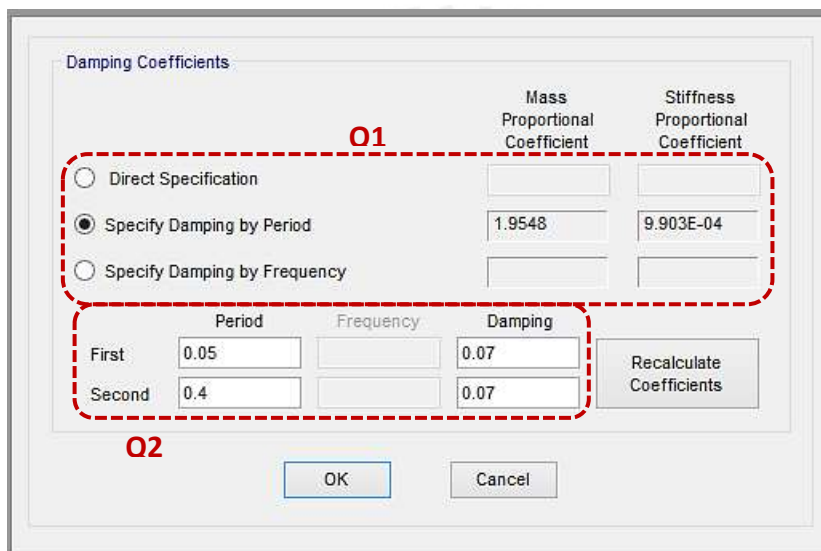
**Mass Source**: Previous

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

- P1. Se deben crear los casos de carga para los análisis tiempo – historia, uno por cada señal.
- P2. El caso de carga es del tipo tiempo – historia, mediante un tipo de análisis no lineal y mediante un método de integración directa. Este último permite que se considere las propiedades inelásticas de las rótulas, mientras que el método modal sólo considera las propiedades de los elementos link.



- P3.** Estos casos de carga sísmica deben considerar como condición inicial al estado final del caso gravitatorio antes creado en **I1**.
- P4.** Se asigna la señal y la dirección correspondientes, además del tipo de carga registrado (generalmente aceleración). Dependiendo de los valores del registro, se emplea un factor de escala.
- P5.** Se debe determinar el número de puntos que considerará el análisis y el intervalo entre etapas. Durante el proceso de escalado y ajustado mencionado en **01**, se recomienda exportar el registro en intervalos suficientemente pequeños, como 0.01. De esta manera, se emplean todos los puntos del registro espaciados en los intervalos mencionados.
- P6.** Se deben definir las propiedades de amortiguamiento y el método de integración en el tiempo. Los parámetros propios del cálculo no lineal pueden ser los de defecto.



**Damping Coefficients**

**01**

☐ Direct Specification
 ☒ Specify Damping by Period
 ☐ Specify Damping by Frequency

Mass Proportional Coefficient: 1.9548  
 Stiffness Proportional Coefficient: 9.903E-04

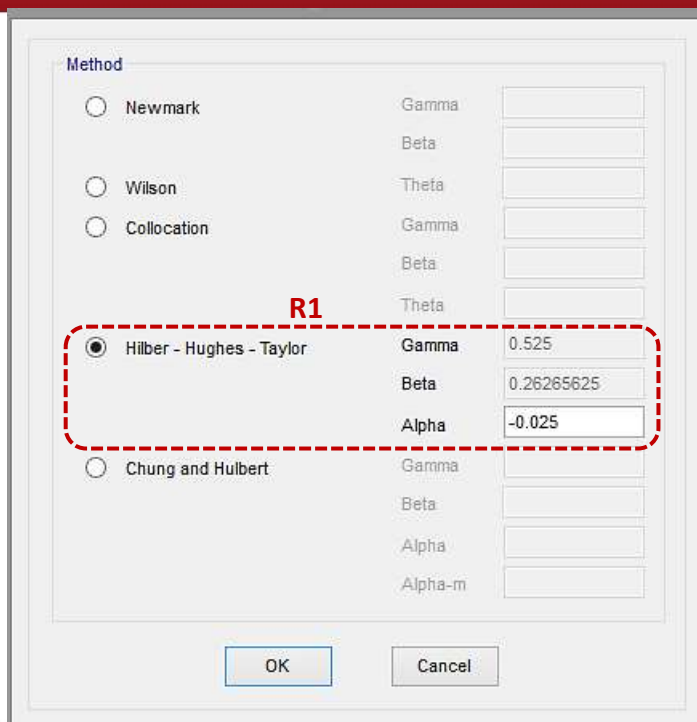
	Period	Frequency	Damping
First	0.05		0.07
Second	0.4		0.07

**02**

Recalculate Coefficients

OK Cancel

- Q1.** El programa permite definir el amortiguamiento de manera variable respecto al periodo o frecuencia de la estructura. De esta manera, el programa calcula el coeficiente del amortiguamiento que acompaña a la masa y a la rigidez en la expresión del movimiento. Se recomienda seleccionar la opción de especificar el amortiguamiento para diferentes periodos.
- Q2.** Se recomienda emplear como primer periodo el 20% del periodo fundamental de la estructura y como segundo periodo el 150% del mismo periodo. En ambos casos, se puede emplear un amortiguamiento esperado entre 5% y 7%.



Method

☐ Newmark

☐ Wilson

☐ Collocation

☒ Hilber - Hughes - Taylor

☐ Chung and Hulbert

Gamma

Beta

Theta

Gamma

Beta

Theta

Gamma

Beta

Alpha

Alpha-m

OK

Cancel

**R1**

- R1.** Existen diversos métodos de integración, siendo el más popular el método de Newmark. Sin embargo, el método seleccionado por defecto del programa empleado es el Hiber – Hughes – Taylor (HHT), el cual depende de un parámetro  $\alpha$ . Si este parámetro  $\alpha$  es 0, el método es equivalente a Newmark. El valor de  $\alpha$  tiene un rango permitido entre  $-1/3$  y 0. Se debe emplear valores suficientemente pequeños de  $\alpha$ , considerando también intervalos de tiempo pequeños, que permitan cierta precisión en los cálculos. Se recomienda  $\alpha$  con un valor de  $-0.025$ .

#### 4.5. ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO

Finalmente, luego de obtener los resultados de los análisis previos, tanto la curva de capacidad de la estructura como las historias de respuesta, se superpondrán estos datos para determinar el desempeño de la estructura. Para ello, se recomienda seguir el siguiente procedimiento:

- S1.** Graficar la curva de capacidad hasta el máximo desplazamiento considerado.
- S2.** Idealizar la curva de capacidad con una curva bilineal, de tal manera que se mantenga la misma área bajo la curva.
- S3.** Sobre esta idealización, identificar los niveles de desempeño.
- S4.** Si se desea emplear espectros de demanda, es necesario convertirlos a valores de desplazamiento y fuerza cortante basal. Para ello se requieren las masas y los desplazamientos modales del edificio.

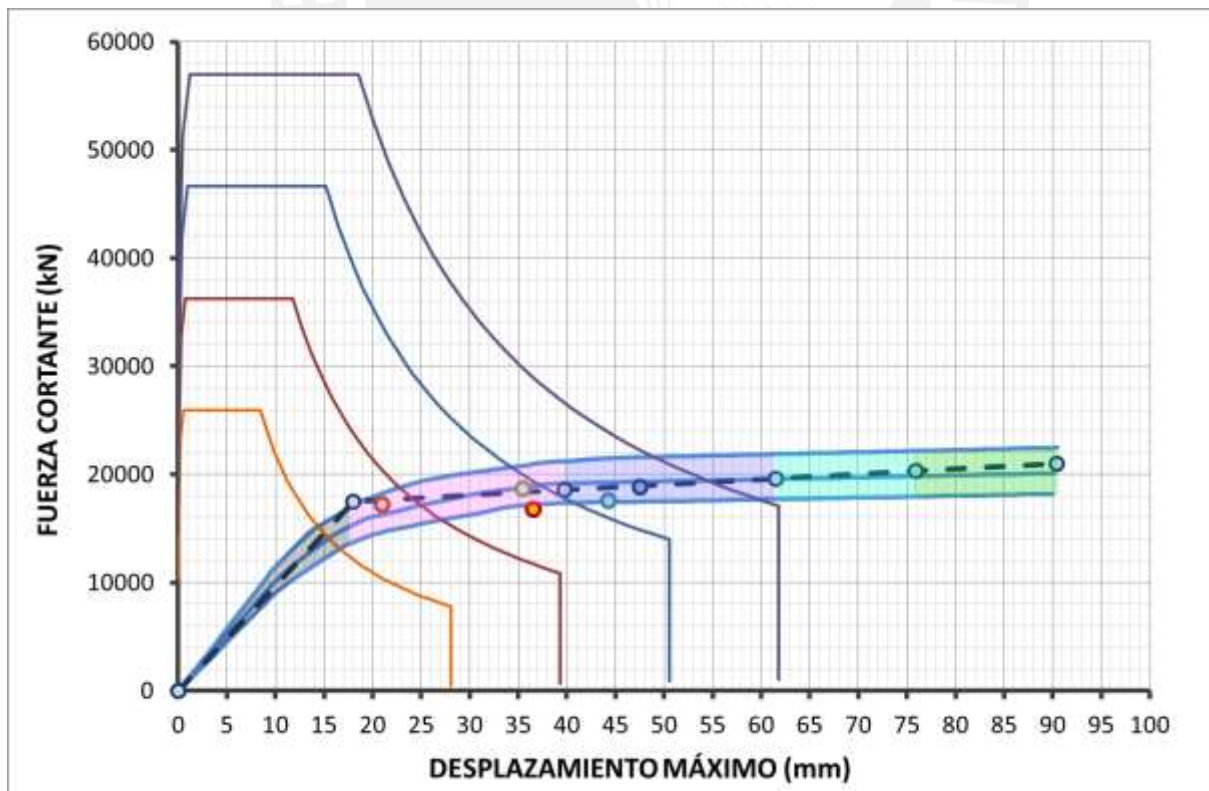
$$D = S_d \cdot \frac{L^*}{M^*} \quad V = S_a \cdot \frac{L^{*2}}{M^*} \quad S_d = S_a \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$

$$L^* = \sum \phi_i \cdot m_i \quad M^* = \sum \phi_i^2 \cdot m_i$$

Donde

$\phi_i$  = desplazamiento modal en el piso  $i$  (mm)

$m_i$  = masa en el piso  $i$  (kg)



**Figura 4.3** Ejemplo de curvas de capacidad, curvas de demanda, niveles de desempeño y puntos de máximo desplazamiento tiempo – historia. Fuente: Propia

- S5.** Los puntos de desplazamiento – fuerza cortante basal de cada señal sísmica se ubican sobre la curva de capacidad y su idealización.
- S6.** Se recomienda comparar los desplazamientos máximos de los análisis no lineales con los obtenidos del análisis modal espectral.
- S7.** Se reconoce qué nivel de desempeño cumple la estructura en base a las solicitaciones encontradas.
- S8.** Se debe verificar las condiciones para el desempeño ante sismos frecuentes.
- S9.** De no cumplir con el nivel de desempeño deseado, se puede incrementar la ductilidad de la estructura mediante el ajuste del mecanismo que genera la falla.
- S10.** De persistir la condición anterior, se tendrá que aumentar la fuerza de diseño por falta de capacidad de la estructura.







## CAPÍTULO 5:

# ESTUDIO DE CASO: COLEGIO

En este capítulo se evaluarán los lineamientos de diseño antes mencionados y se aplicarán los lineamientos establecidos anteriormente de análisis no lineal. Para ello se trabajará con una estructura que forma parte de un proyecto de disponible real con esquemas disponibles.

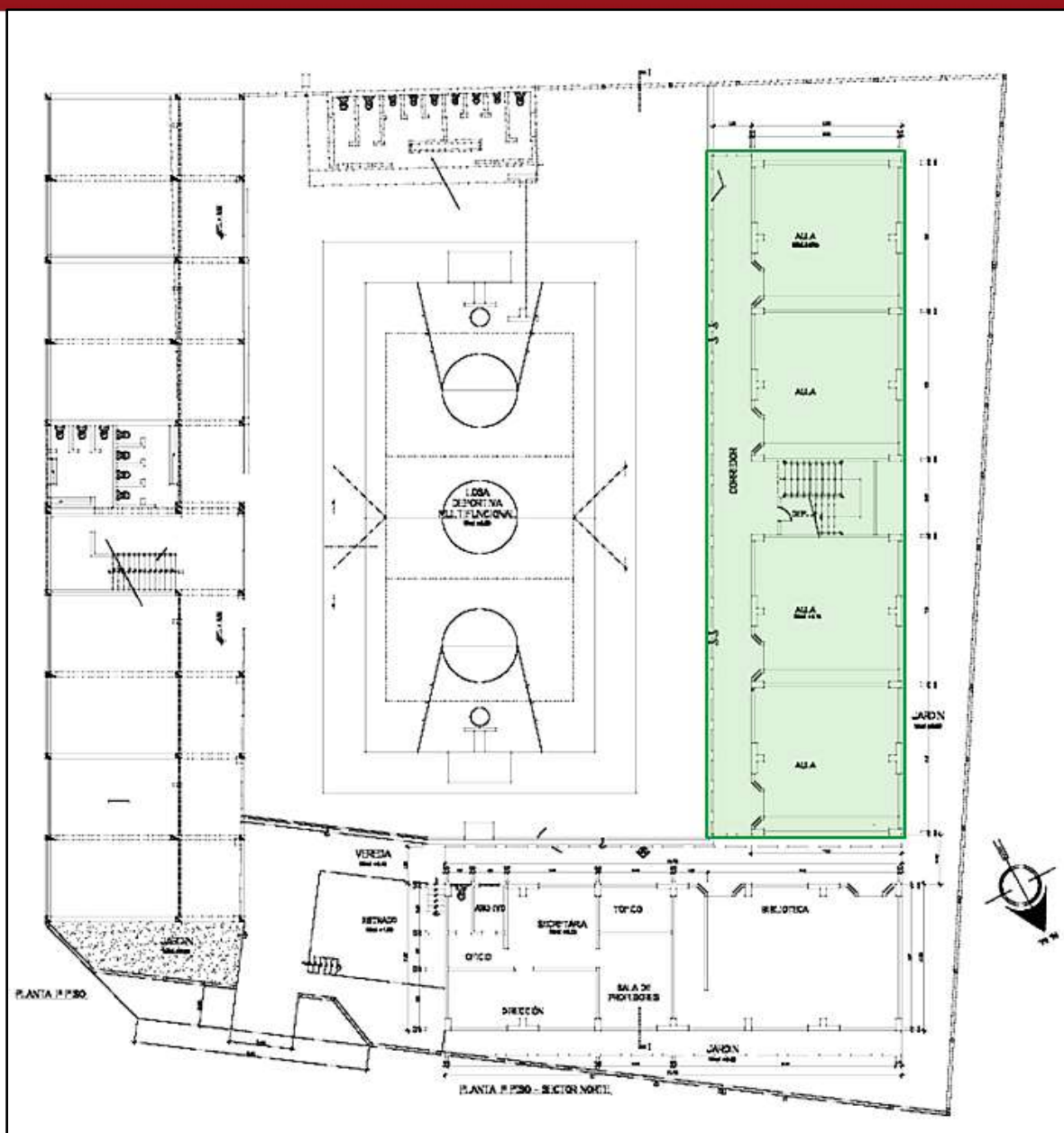
Los principales objetivos de este estudio de caso son:

- Evaluar el diseño realizado a la estructura en estudio bajo los criterios de ductilidad e identificar si existen posibles deficiencias en la estructuración.
- Comparar las respuestas sísmicas obtenidas por un análisis lineal convencional y las obtenidas por análisis no lineal tipo Pushover y Tiempo-Historia.
- Verificar si el nivel de desempeño que muestra la estructura con los resultados antes hallados cumple con el nivel de desempeño establecido por ser estructura esencial.

### **5.1. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN**

La estructura de concreto armado en estudio es destinada a un pabellón de aulas de tres pisos dentro de un colegio ubicado en la provincia de Lima. La **Fig. 5.1** muestra un esquema del colegio y el pabellón que será evaluado.

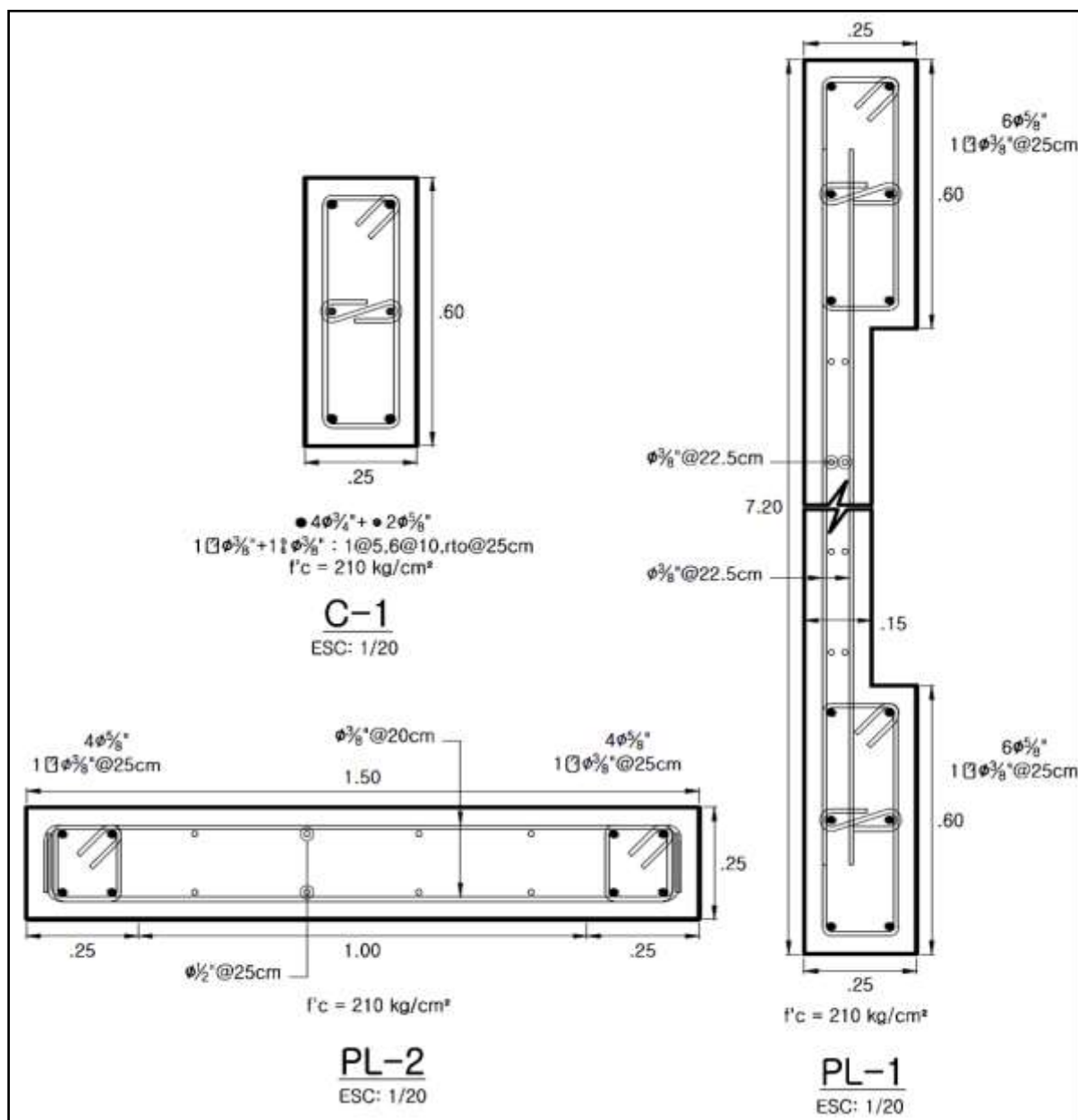
El sistema sismo resistente de la estructura está conformado por pórticos con muros cortos en la dirección “X” o larga, y por muros largos en la dirección “Y” o corta. El sistema de techos se basa en losas aligeradas convencionales. El esquema de techo y elementos estructurales se observan en la **Fig. 5.2**.



*Figura 5.1 Esquema de la planta general del colegio en estudio.*

**Figura 5.2** Planta típica del pabellón en estudio.

Las columnas orientadas en la dirección corta, *C-1*, son de 0.25m de ancho y 0.60m de largo. Los muros largos orientados en la dirección corta, *PL-1*, tienen una longitud de 7.20m, un espesor de 0.15m y núcleos en el extremo de 0.25m de ancho y 0.60m de largo. Los muros cortos orientados en la dirección larga, *PL-2*, son de 0.25m de ancho y 1.50m de largo. La **Fig. 5.3** muestra estas geometrías y el refuerzo del proyecto de diseño original.



**Figura 5.3** Esquemas de los elementos verticales.

Las vigas que forman el sistema sismo resistente en la dirección larga, es decir que están conectadas a los elementos verticales, son de 0.25m de ancho y 0.60m de peralte; las vigas que en la dirección corta son de 0.25m de ancho y 0.50m de peralte. La **Fig. 5.4** muestra las elevaciones de las dos vigas principales *V-102* y *V-103* orientadas en la dirección corta y muestra el corte 3 de la viga típica principal orientada en la dirección larga.

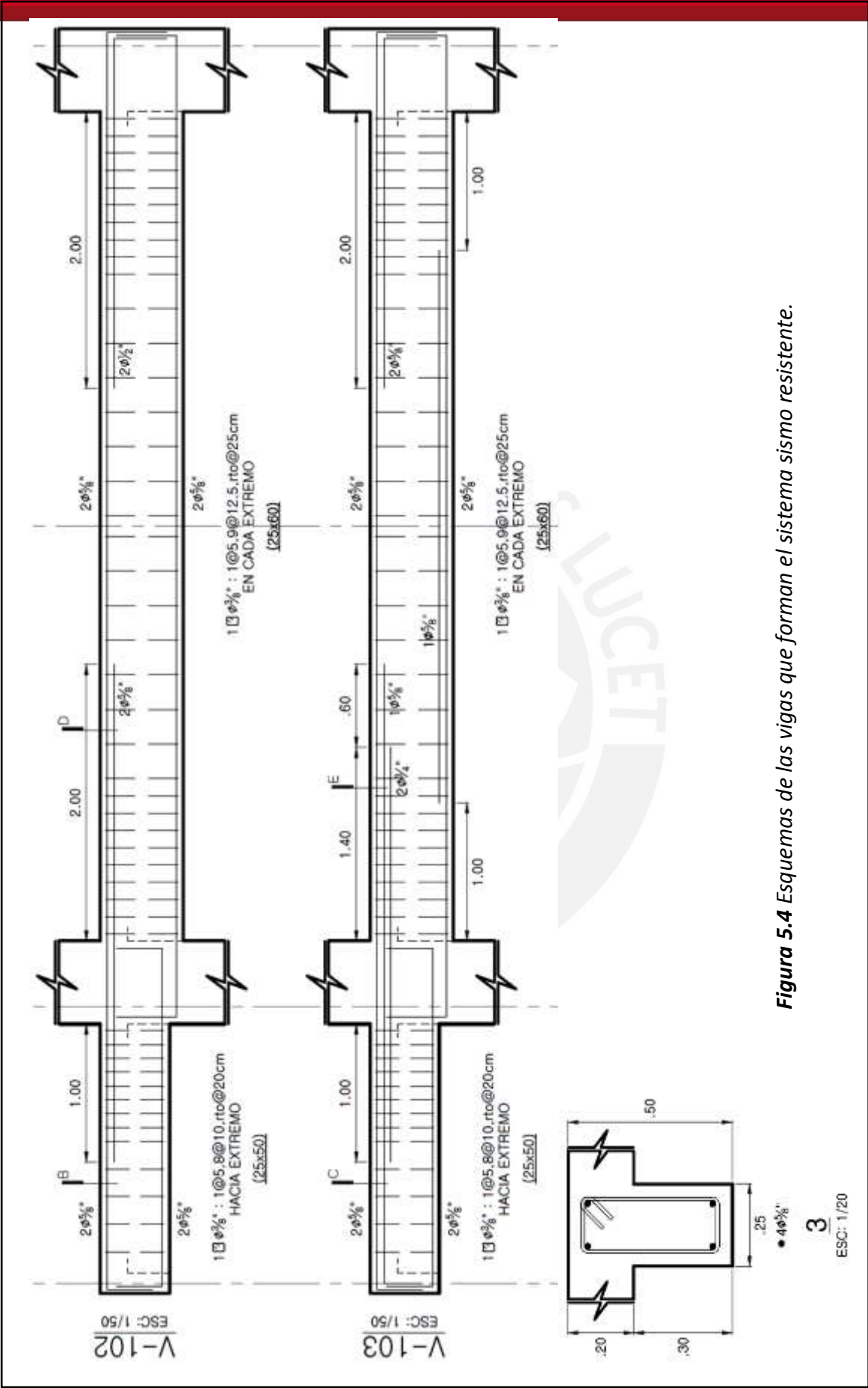


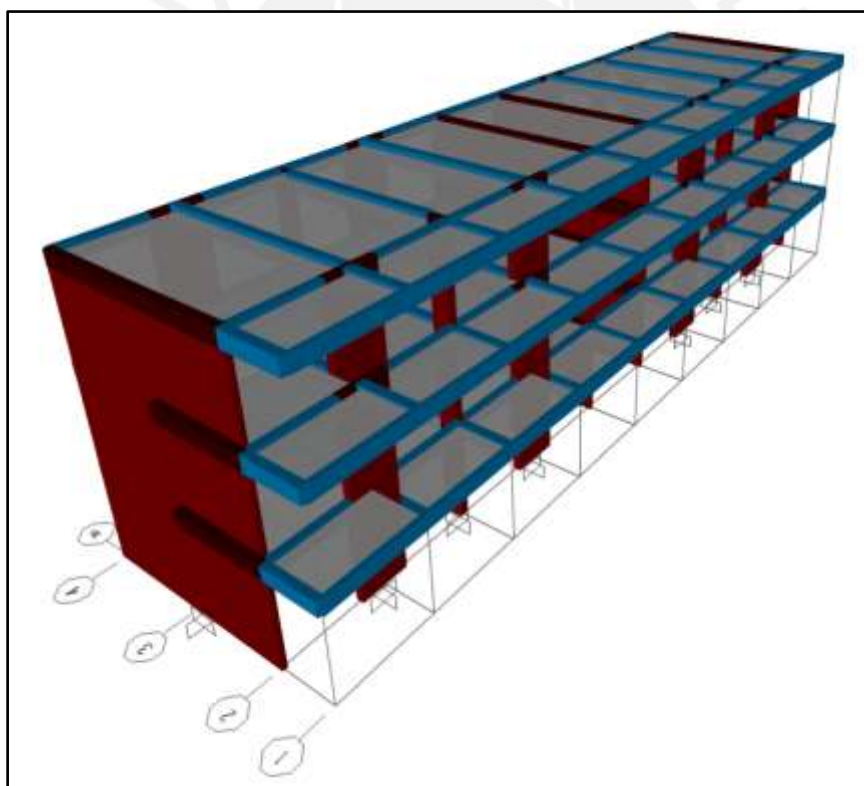
Figura 5.4 Esquemas de las vigas que forman el sistema sismo resistente.



Para la verificación del diseño y para los análisis sísmicos, se tienen las siguientes consideraciones:

- El concreto es de 28 MPa para las columnas y de 21 MPa para el resto de la estructura.
- El acero de refuerzo es de 420 MPa.
- La estructura se encuentra en la provincia de Lima.
- El Estudio de Mecánica de Suelos indica que el suelo es del tipo S2, según la clasificación indicada en la Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismo Resistente.
- El sistema sismo resistente de la estructura es de muros en ambas direcciones.
- La funcionalidad de la edificación es de una estructura esencial, por lo que su nivel de desempeño objetivo es de **OPERATIVO** ante sismo severo.

Se ha elaborado el modelo en el programa SAP2000 v14 mediante elementos lineales, incluyendo los muros, los cuales se complementan con brazos rígidos. La **Fig. 5.5** muestra una vista 3D del modelo realizado.



**Figura 5.5** Vista 3D del modelo realizado en el programa SAP2000.

## 5.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Para este análisis se ha empleado el procedimiento indicado por la Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismo Resistente. En ella se indica realizar un primer estimado de las fuerzas sísmicas mediante un procedimiento de fuerzas equivalentes, también llamado análisis estático. Luego se realiza un análisis lineal modal espectral para determinar las derivas y la corta basal dinámica, que será comparada con la calculada con anterioridad.

El análisis modal espectral se ha realizado en base las consideraciones antes indicadas que nos definen los parámetros a utilizar según la norma empleada:

- La estructura se encuentra la provincia de Lima, zonificación 4 ( $Z=0.45$ ).
- El uso es de colegio, por lo que tiene una importancia esencial ( $U=1.50$ ).
- El suelo tiene una clasificación intermedia, tipo S2 ( $S=1.05$ ,  $T_p=0.60$ ,  $T_L=2.0$ ).
- El sistema sismo resistente en ambos sentidos está basado en muros de concreto armado ( $R_o=6.0$ ).
- La estructura no muestra irregularidades ( $I_a=1.0$ ,  $I_p=1.0$ ,  $R=6.0$ ).

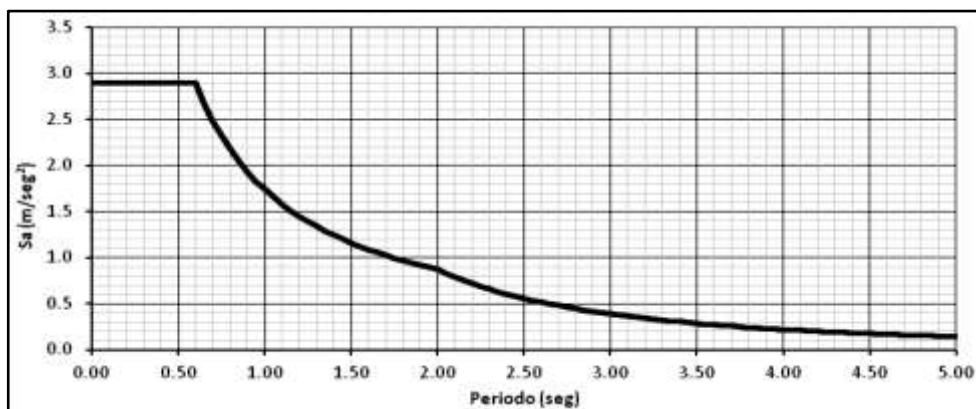
Zona 4	Edificación Esencial	Suelo Tipo 2			Configuración Muros de concreto - Regular	
Z	U	S	$T_p$	$T_L$	Rx	Ry
0.45	1.50	1.05	0.60	2.00	6.00	6.00

El valor de  $C$  tiene la siguiente expresión, la cual se grafica en el espectro mostrado en función del periodo de la estructura:

$$C = 2.5 \quad \text{si } T \leq T_p$$

$$C = 2.5 \cdot \frac{T_p}{T} \quad \text{si } T_p \leq T < T_L$$

$$C = 2.5 \cdot \frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \quad \text{si } T > T_L$$



**Figura 5.6** Espectro introducido para el análisis modal espectral.

Se ha estimado el periodo de la estructura en cada dirección mediante la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum(P_i \cdot D_i^2)}{g \cdot \sum(F_i \cdot D_i)}}$$

Con los parámetros definidos y con el peso de la estructura se puede calcular la mínima cortante basal:

PESO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA		905 ton	
		1.06 ton/m <sup>2</sup>	
DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
T	0.241	T	0.093
C	2.500	C	2.500
C/R	0.417	C/R	0.417
FUERZA/PESO	0.295	FUERZA/PESO	0.295
V estático	267 ton	V estático	267 ton

Este valor será comparado con el cortante basal dinámico obtenido del análisis modal espectral. Del este análisis se ha obtenido los siguientes resultados, incluyendo el factor de amplificación:

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
T	0.258	T	0.118
%MP	78.5%	%MP	43.9%

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICO			
0.8 Vest	220 ton	0.8 Vest	220 ton
V dinámico	207 ton	V dinámico	171 ton
<b>Factor X</b>	<b>1.063</b>	<b>Factor Y</b>	<b>1.290</b>

También se ha verificado los desplazamientos máximos y las derivas de cada entepiso:

SISMO EN DIRECCIÓN X				
NIVEL	DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS		DERIVAS INELÁSTICAS	
	d mín	d máx	δ mín	δ máx
T2P	29.8 mm	30.2 mm	0.0033	0.0033
T1P	18.9 mm	19.3 mm	0.0036	0.0037
TS1	7.0 mm	7.1 mm	0.0021	0.0022
	<b>d máx X</b>	<b>30.2 mm</b>	<b>δ máx X</b>	<b>0.0037</b>

SISMO EN DIRECCIÓN Y				
NIVEL	DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS		DERIVAS INELÁSTICAS	
	d mín	d máx	$\delta$ mín	$\delta$ máx
T2P	4.6 mm	4.6 mm	0.0005	0.0005
T1P	2.8 mm	2.8 mm	0.0005	0.0005
TS1	1.1 mm	1.1 mm	0.0003	0.0003
	d máx X	4.6 mm	$\delta$ máx X	0.0005



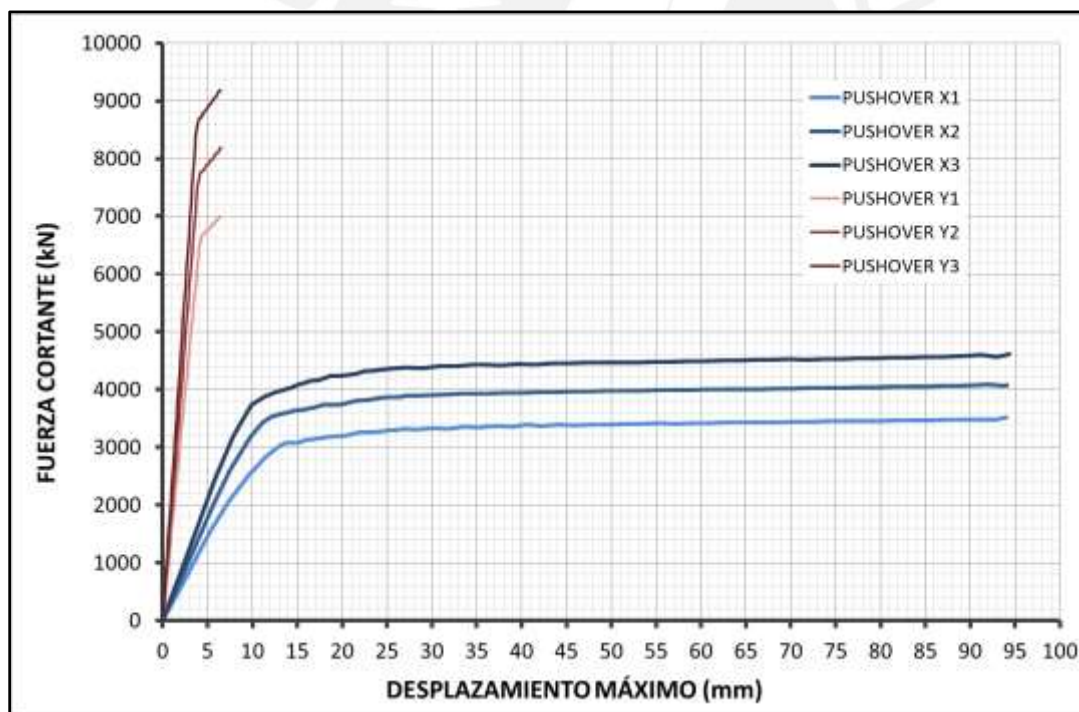
### 5.3. ANÁLISIS PUSHOVER

En base a los lineamientos indicados en capítulos anteriores, se ha ingresado al programa el comportamiento de las posibles rótulas plásticas que se generarán. Para ello se debe analizar los diagramas de momento – curvatura de los extremos de las vigas y de las columnas.

Para realizar estos análisis de rótulas plásticas, se ha empleado el modelo constitutivo del concreto propuesto por Hognestad y el modelo elástico plástico perfecto del acero. Además, se ha considerado una deformación última del concreto de 0.004.

Para el caso de vigas, se observa que las secciones con mayor resistencia muestran valores de ductilidad menores. Por otro lado, en el caso de columnas, la ductilidad es nula a compresiones mayores y va aumentando conforme se reduce la compresión.

Finalmente, se obtienen las curvas de capacidad de la estructura para ambas direcciones, como se muestra en la **Fig. 5.7**. Cada curva de la misma dirección corresponde a una distribución distinta de fuerzas horizontales para el Pushover. Se observa claramente que la dirección Y muestra una resistencia mayor pero una ductilidad significativamente menor.

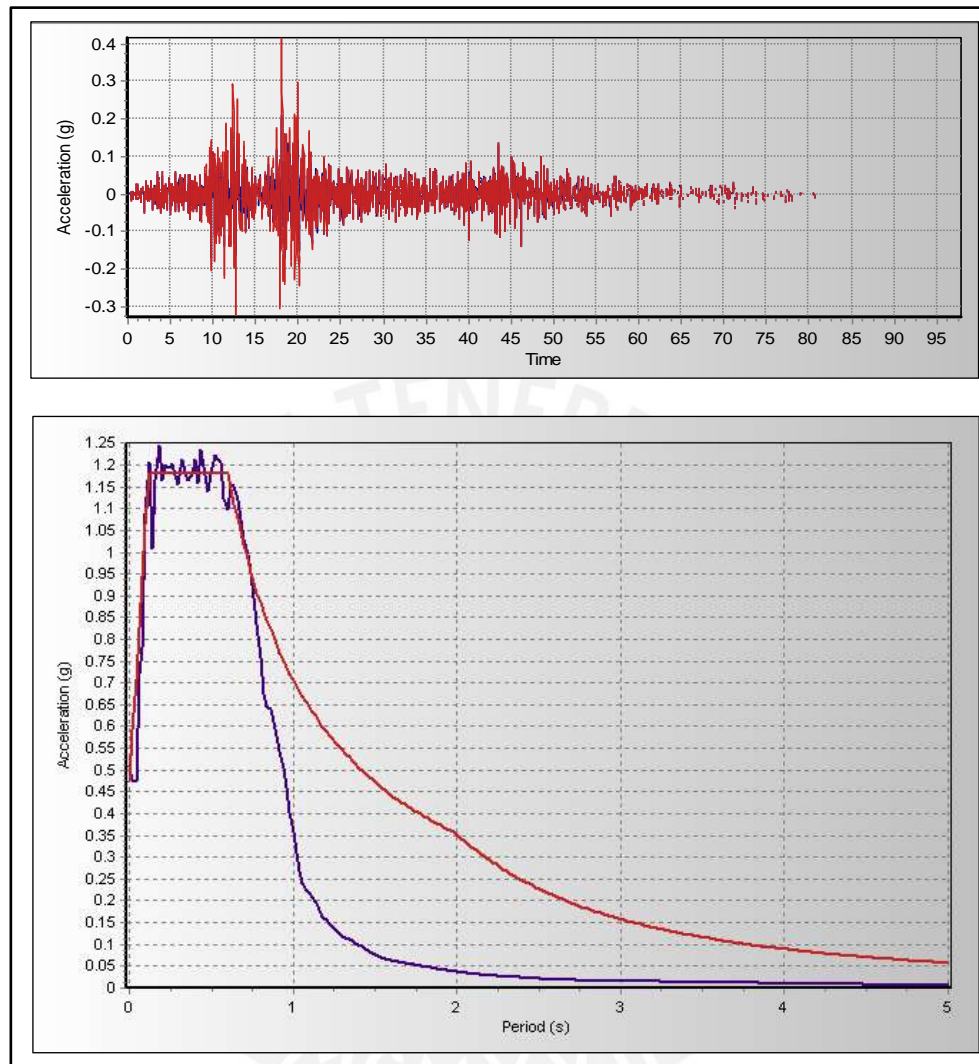


**Figura 5.7** Curvas de capacidad de la estructura.



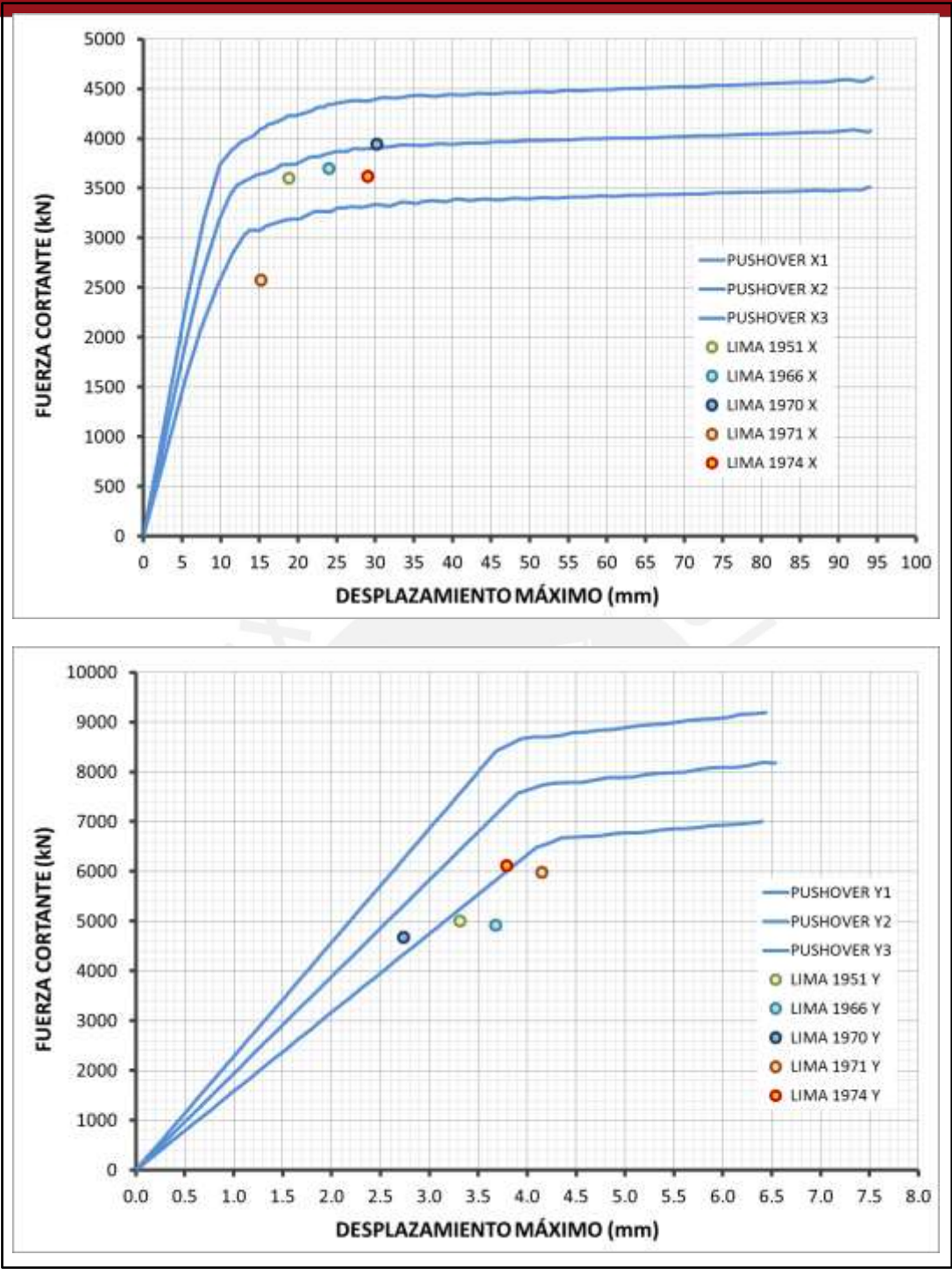
#### 5.4. ANÁLISIS TIEMPO – HISTORIA

Para realizar el análisis tiempo – historia se ha empleado cinco (05) registros sísmicos reales, que fueron corregidos, escalados y modificados al espectro indicado en la norma.



**Figura 5.8** Registro escalado y espectro ajustado del sismo de 1974.

Luego de analizar la estructura ante los registros disponibles, se exportan los máximos desplazamientos y las fuerzas cortantes basales correspondientes en cada sismo. Estos puntos se graficaron sobre la curva de capacidad de cada dirección.



**Figura 5.9** Curvas de capacidad, en cada dirección, con los máximos desplazamientos solicitados por el análisis tiempo – historia.

5.5. ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO

En base a los resultados antes mostrados, se evalúa los niveles de desempeño en base a los desplazamientos inelásticos de una idealización bilineal. La **Fig. 5.10** muestra los niveles de desempeño establecidos para cada dirección.

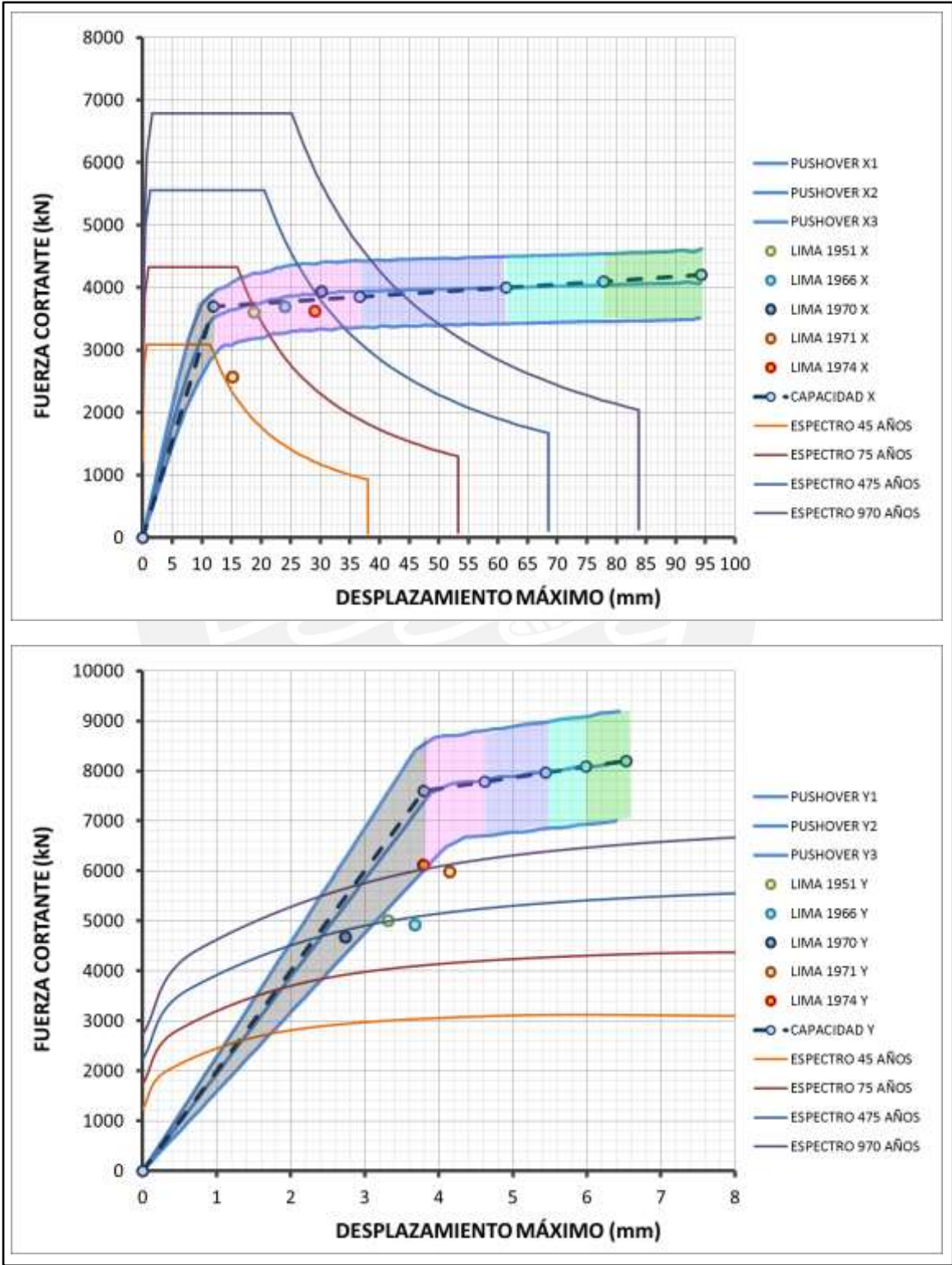
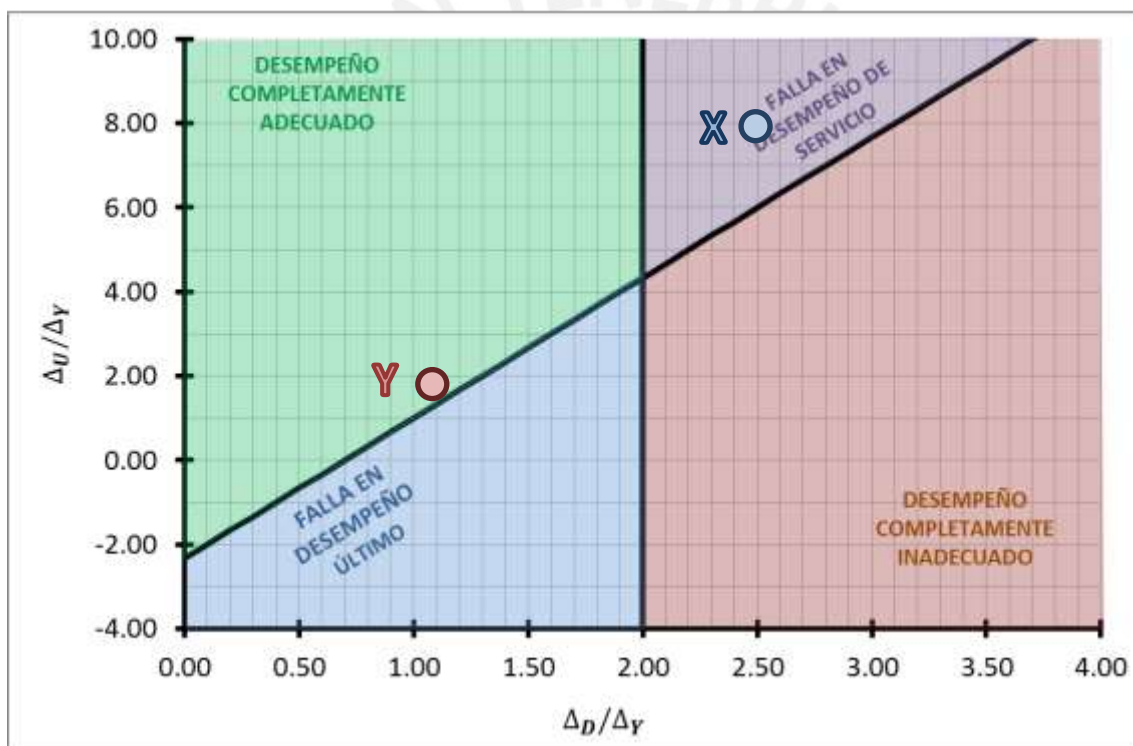


Figura 5.10 Evaluación de desempeño en ambas direcciones.



Según los resultados antes mostrado, las solicitaciones de desplazamiento para la estructura en la dirección X han superado el límite elástico, pero no han superado el rango de operatividad. Por lo tanto, en esta dirección, el desempeño de la estructura será de operativo y mostrará sólo daños leves en elementos no estructurales. En la dirección Y, algunas solicitaciones de desplazamiento se mantienen dentro del régimen elástico, por lo que su desempeño es más que adecuado.

La **Fig. 5.11** muestra el análisis gráfico propuesto en el ítem IV del inciso 2.4 *Diseño en base a desempeño* con el fin de comparar si el desempeño de la estructura cumple con las exigencias de condición última y de servicio. En la dirección X, a pesar de que se cumple la condición de rotura ya que el desempeño es operativo, la rigidez de la estructura no permite cumplir la condición de servicio, donde se desea que la estructura se mantenga elástica durante un sismo frecuente. Por otra parte, en la dirección Y, la estructura cumple con ambos criterios pero se encuentra cerca al límite de desempeño último.



**Figura 5.11** Comparación gráfica de desempeño en ambas direcciones por condiciones de servicio y rotura.

## 5.6. COMPARACIÓN

Con el objetivo de comparar los resultados del análisis lineal y del no lineal, se tabulan los valores de desplazamiento máximo en el último techo y los valores de fuerza cortante basal.

CASO		DX (mm)	VX (kN)	DY (mm)	VY (kN)
ANÁLISIS PUSHOVER	INICIO	0.00	0.00	0.00	0.00
	FLUENCIA	12.00	3700.0	3.80	7600.0
	OPERATIVO	36.70	3850.0	4.62	7780.0
	RESGUARDO DE VIDA	61.40	4000.0	5.44	7960.0
	CERCA AL COLAPSO	77.87	4100.0	5.99	8080.0
	ROTURA	94.34	4200.0	6.53	8200.0
ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL		30.24	2030.0	4.59	1672.7
ANÁLISIS TIEMPO - HISTORIA	LIMA 1951	18.76	3606.4	3.31	5016.8
	LIMA 1966	23.95	3700.4	3.68	4928.5
	LIMA 1970	30.20	3944.3	2.74	4686.8
	LIMA 1971	15.17	2576.0	4.15	5981.3
	LIMA 1974	28.99	3624.8	3.79	6115.7

En la dirección X, se observa que, según el análisis modal espectral, el cual sólo emplea propiedades lineales, la estructura tiene un desplazamiento de 30.24mm, muy similar al desplazamiento registrado empleando un análisis tiempo – historia, 30.20mm. La fuerza cortante basal según el análisis modal espectral es de 2030 ton, 48.3% de la resistencia mostrada en el análisis Pushover, 4200 ton, y 51.5% de la máxima obtenida del análisis tiempo – historia, 3944 ton.

Caso similar se observa en la dirección Y, donde el desplazamiento modal espectral es de 4.59mm, tan solo 10.6% más del máximo obtenido por el análisis tiempo – historia, 4.15mm. La resistencia del Pushover es de 8200 ton, 34.1% más del máximo calculado con el análisis tiempo – historia, 6116 ton.

Se observa claramente en la dirección Y que el diseño realizado para el proyecto ha generado muros que aportan mucha más resistencia de la requerida por el diseño sísmico. De esta manera, la reducción considerada en el proceso modal espectral difiere por mucho de la generada luego del diseño.

Algunos de los factores que generan diferencias entre los valores tabulados, sobretodo de fuerza cortante basal, son la distribución de cargas laterales y las extrapolaciones realizadas en el cálculo de integración directa.





## CAPÍTULO 6:

# ESTUDIO DE CASO: HOSPITAL

En este capítulo se evaluarán los lineamientos de diseño antes mencionados y se aplicarán los lineamientos establecidos anteriormente de análisis no lineal. Para ello se trabajará con una estructura que forma parte de un proyecto de disponible real con esquemas disponibles.

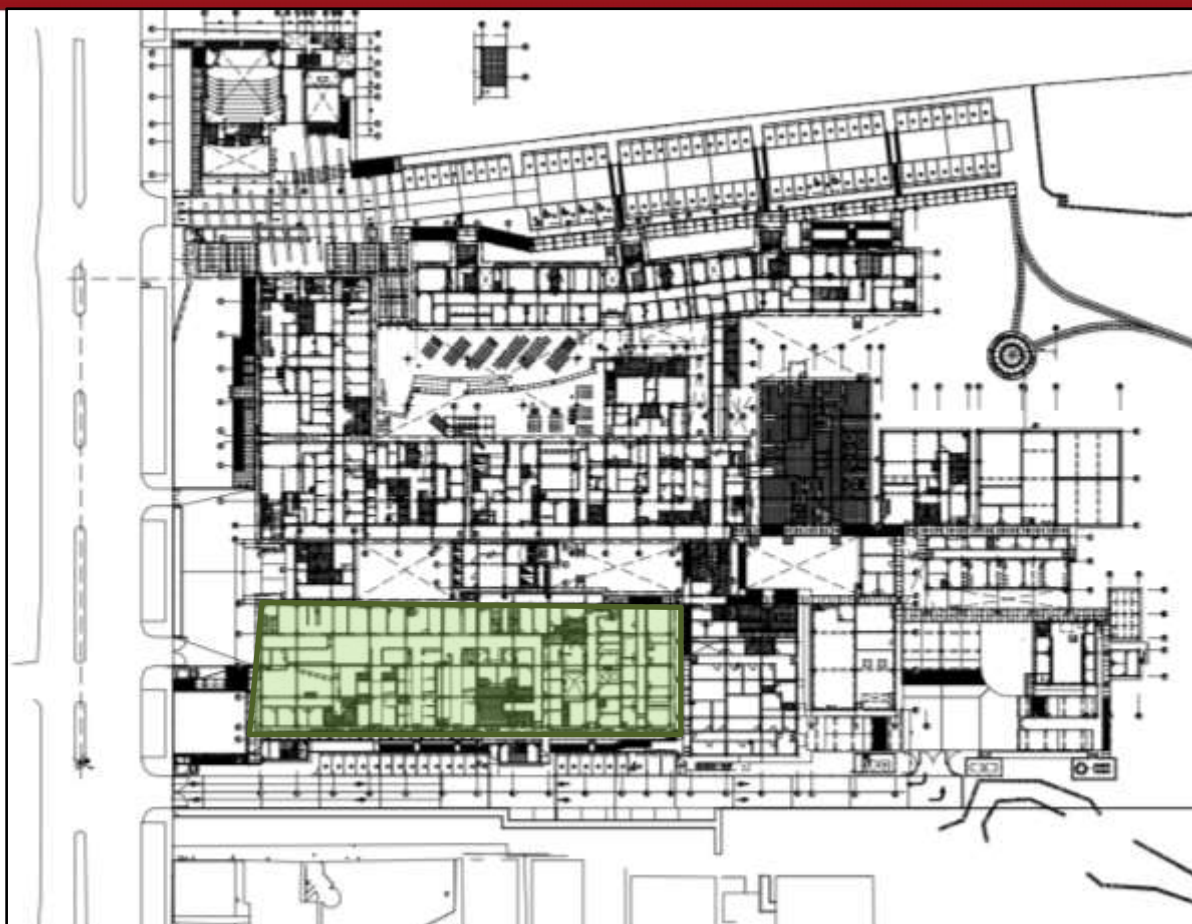
Los principales objetivos de este estudio de caso son:

- Evaluar el diseño realizado a la estructura en estudio bajo los criterios de ductilidad e identificar si existen posibles deficiencias en la estructuración.
- Comparar las respuestas sísmicas obtenidas por un análisis lineal convencional y las obtenidas por análisis no lineal tipo Pushover y Tiempo-Historia.
- Verificar si el nivel de desempeño que muestra la estructura con los resultados antes hallados cumple con el nivel de desempeño establecido por ser estructura esencial.

### **6.1. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN**

La estructura de concreto armado en estudio es destinada a un pabellón de salud de dos pisos dentro de un hospital regional ubicado en la provincia de Moquegua. La **Fig. 6.1** muestra un esquema del hospital y el pabellón que será evaluado.

El sistema sismo resistente de la estructura está conformado por pórticos en ambas direcciones. El sistema de techos se basa en losas aligeradas en dos direcciones. El esquema de techo y elementos estructurales se observan en la **Fig. 6.2**.



**Figura 6.1** Esquema de la planta general del hospital en estudio.

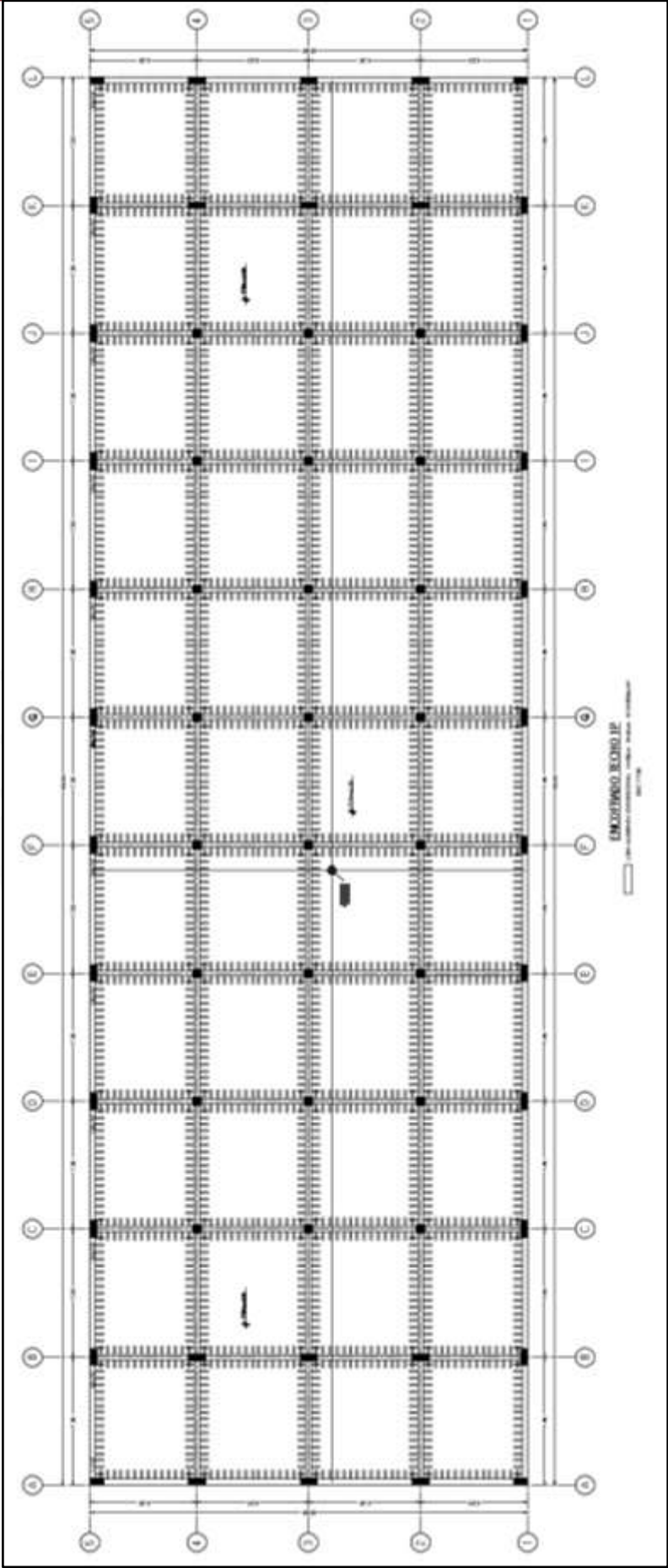
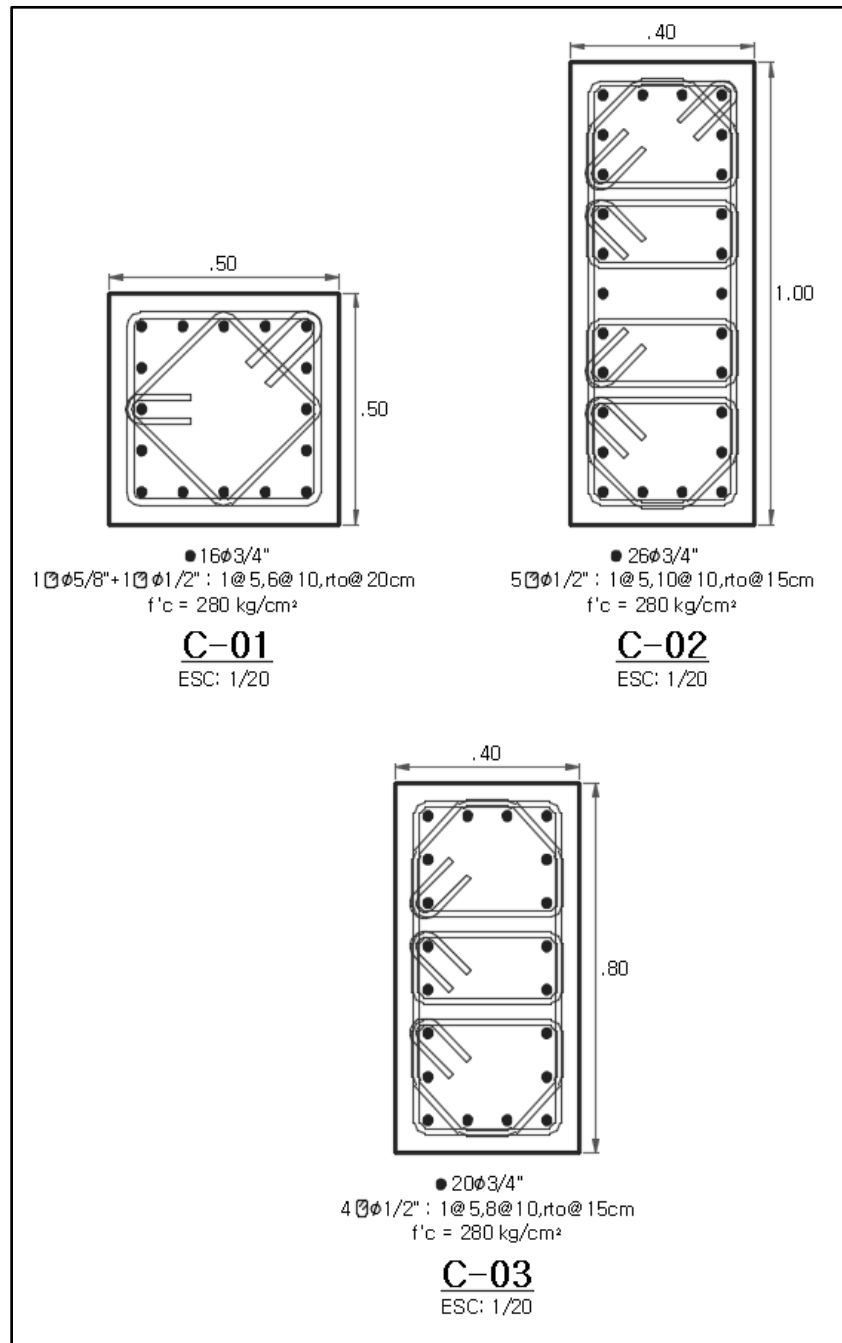


Figura 6.2 Planta típica del pabellón en estudio.

Las columnas centrales, C-01, son cuadradas de 0.50m de lado. Las columnas largas en el perímetro del pabellón, C-02, tienen una longitud de 1.00m y una base de 0.40m. Las columnas de las esquinas de la edificación, C-03, son de 0.40m de ancho y 0.80m de largo. La **Fig. 6.3** muestra estas geometrías y el refuerzo del proyecto de diseño original.



**Figura 6.3** Esquemas de los elementos verticales.

Las vigas que forman el sistema sismo resistente en la dirección larga, es decir que están conectadas a los elementos verticales, son de 0.25m de ancho y 0.60m de peralte; las vigas que en la dirección corta son de 0.25m de ancho y 0.50m de peralte. La **Fig. 6.4** muestra las elevaciones de las dos vigas principales V-102 y V-103 orientadas en la dirección corta y muestra el corte 3 de la viga típica principal orientada en la dirección larga.

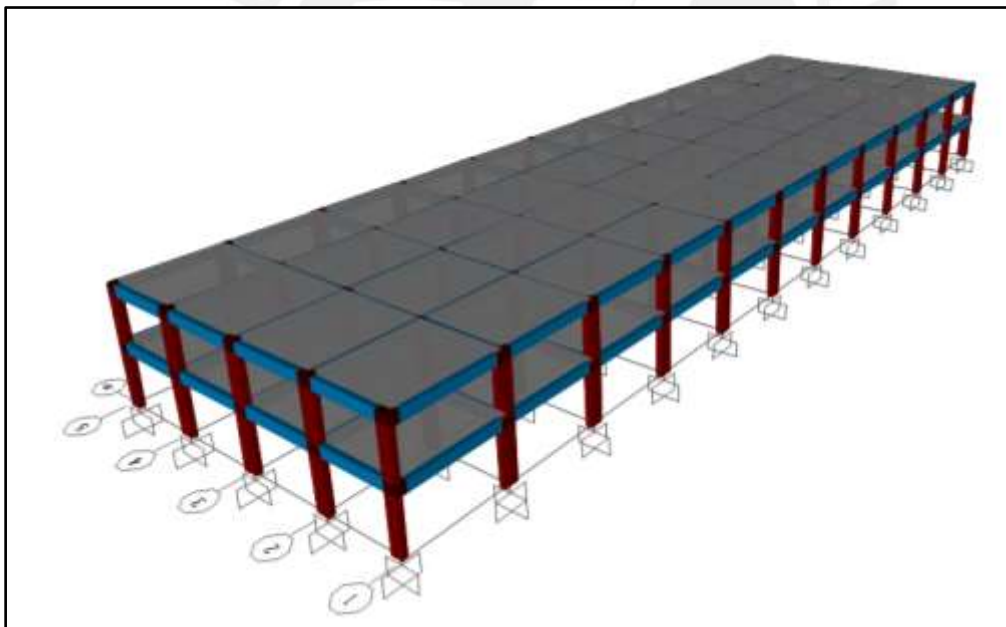




Para la verificación del diseño y para los análisis sísmicos, se tienen las siguientes consideraciones:

- El concreto es de 28 MPa para toda la estructura.
- El acero de refuerzo es de 420 MPa.
- La estructura se encuentra en la provincia de Moquegua, aunque se podrá considerar las mismas propiedades del terreno al de Lima para determinar los registros a emplear.
- El Estudio de Mecánica de Suelos indica que el suelo es del tipo S2, según la clasificación indicada en la Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismo Resistente.
- El sistema sismo resistente de la estructura es de pórticos en ambas direcciones.
- La funcionalidad de la edificación es de una estructura esencial, por lo que su nivel de desempeño objetivo es de **OPERATIVO** ante sismo severo.

Se ha elaborado el modelo en el programa SAP2000 v14 mediante elementos lineales, incluyendo los muros, los cuales se complementan con brazos rígidos. La **Fig. 6.5** muestra una vista 3D del modelo realizado.



**Figura 6.5** Vista 3D del modelo realizado en el programa SAP2000.

## 6.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Para este análisis se ha empleado el procedimiento indicado por la Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismo Resistente. En ella se indica realizar un primer estimado de las fuerzas sísmicas mediante un procedimiento de fuerzas equivalentes, también llamado análisis estático. Luego se realiza un análisis lineal modal espectral para determinar las derivas y la corta basal dinámica, que será comparada con la calculada con anterioridad.

El análisis modal espectral se ha realizado en base las consideraciones antes indicadas que nos definen los parámetros a utilizar según la norma empleada:

- La estructura se encuentra la provincia de Lima, zonificación 4 ( $Z=0.45$ ).
- El uso es de colegio, por lo que tiene una importancia esencial ( $U=1.50$ ).
- El suelo tiene una clasificación intermedia, tipo S2 ( $S=1.05$ ,  $T_p=0.60$ ,  $T_L=2.0$ ).
- El sistema sismo resistente en ambos sentidos está basado en pórticos de concreto armado ( $R_o=8.0$ ).
- La estructura no muestra irregularidades ( $I_a=1.0$ ,  $I_p=1.0$ ,  $R=8.0$ ).

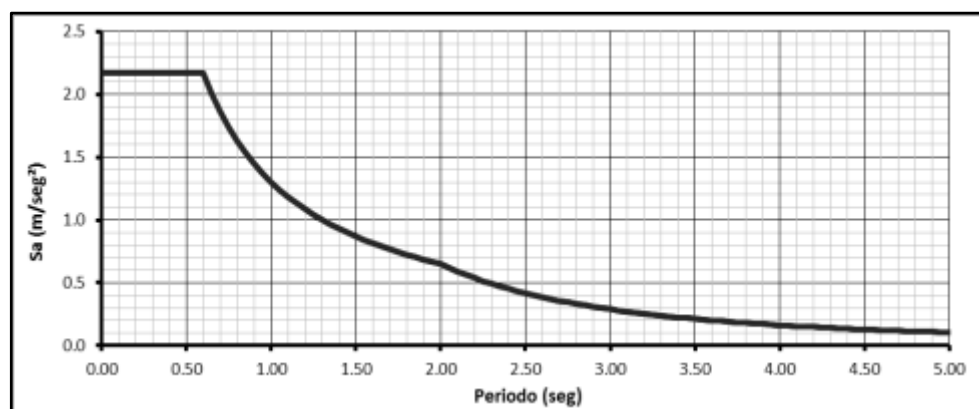
Zona 4	Edificación Esencial	Suelo Tipo 2			Configuración Muros de concreto - Regular	
Z	U	S	$T_p$	$T_L$	Rx	Ry
0.45	1.50	1.05	0.60	2.00	8.00	8.00

El valor de  $C$  tiene la siguiente expresión, la cual se grafica en el espectro mostrado en función del periodo de la estructura:

$$C = 2.5 \quad \text{si } T \leq T_p$$

$$C = 2.5 \cdot \frac{T_p}{T} \quad \text{si } T_p \leq T < T_L$$

$$C = 2.5 \cdot \frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \quad \text{si } T > T_L$$



**Figura 6.6** Espectro introducido para el análisis modal espectral.

Se ha estimado el periodo de la estructura en cada dirección mediante la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum(P_i \cdot D_i^2)}{g \cdot \sum(F_i \cdot D_i)}}$$

Con los parámetros definidos y con el peso de la estructura se puede calcular la mínima cortante basal:

PESO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA		4335 ton	
		1.00 ton/m <sup>2</sup>	
DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
T	0.341	T	0.335
C	2.500	C	2.500
C/R	0.313	C/R	0.313
FUERZA/PESO	0.221	FUERZA/PESO	0.221
V estático	960 ton	V estático	960 ton

Este valor será comparado con el cortante basal dinámico obtenido del análisis modal espectral. Del este análisis se ha obtenido los siguientes resultados, incluyendo el factor de amplificación:

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
T	0.358	T	0.365
%MP	90.8%	%MP	92.1%

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICO			
0.8 Vest	770 ton	0.8 Vest	770 ton
V dinámico	854 ton	V dinámico	864 ton
<b>Factor X</b>	<b>1.000</b>	<b>Factor Y</b>	<b>1.000</b>

También se ha verificado los desplazamientos máximos y las derivas de cada entrepiso:

SISMO EN DIRECCIÓN X				
NIVEL	DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS		DERIVAS INELÁSTICAS	
	d mín	d máx	δ mín	δ máx
T2P	51.9 mm	51.9 mm	0.0055	0.0055
T1P	29.9 mm	29.9 mm	0.0067	0.0067
	<b>d máx X</b>	51.9 mm	<b>δ máx X</b>	0.0067

SISMO EN DIRECCIÓN Y				
NIVEL	DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS		DERIVAS INELÁSTICAS	
	d mín	d máx	$\delta$ mín	$\delta$ máx
T2P	51.1 mm	51.1 mm	0.0058	0.0058
T1P	28.0 mm	28.0 mm	0.0062	0.0062
	d máx X	51.1 mm	$\delta$ máx X	0.0062





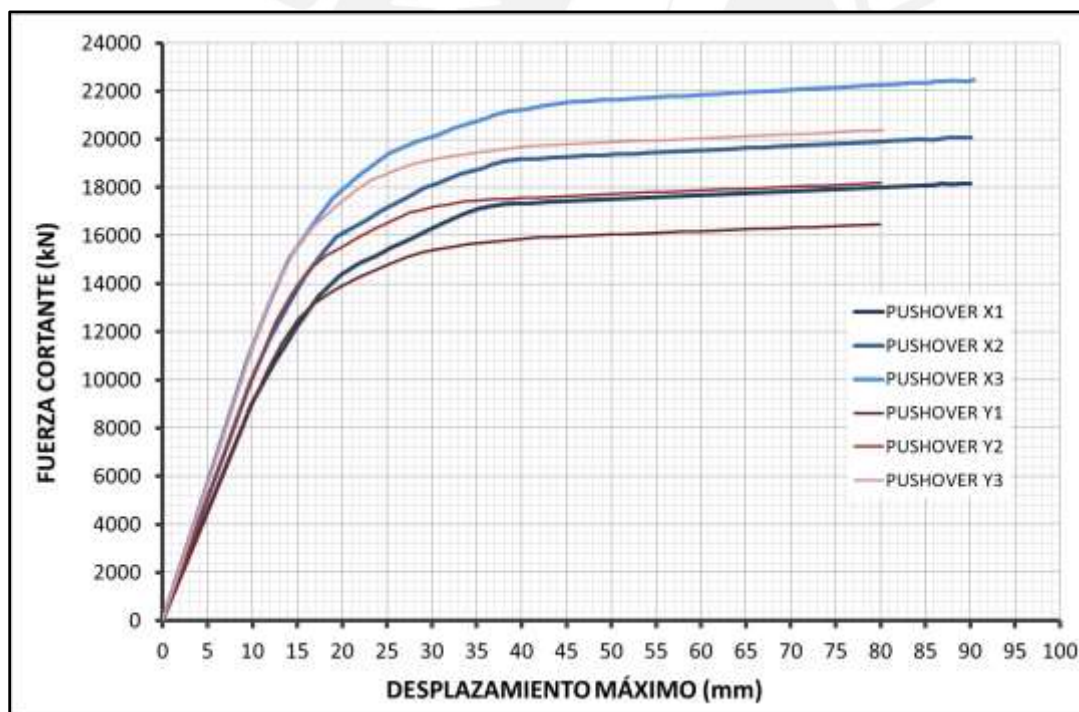
### 6.3. ANÁLISIS PUSHOVER

En base a los lineamientos indicados en capítulos anteriores, se ha ingresado al programa el comportamiento de las posibles rótulas plásticas que se generarán. Para ello se debe analizar los diagramas de momento – curvatura de los extremos de las vigas y de las columnas.

Para realizar estos análisis de rótulas plásticas, se ha empleado el modelo constitutivo del concreto propuesto por Hognestad y el modelo elástico plástico perfecto del acero. Además, se ha considerado una deformación última del concreto de 0.004.

Para el caso de vigas, se observa que las secciones con mayor resistencia muestran valores de ductilidad menores. Por otro lado, en el caso de columnas, la ductilidad es nula a compresiones mayores y va aumentando conforme se reduce la compresión.

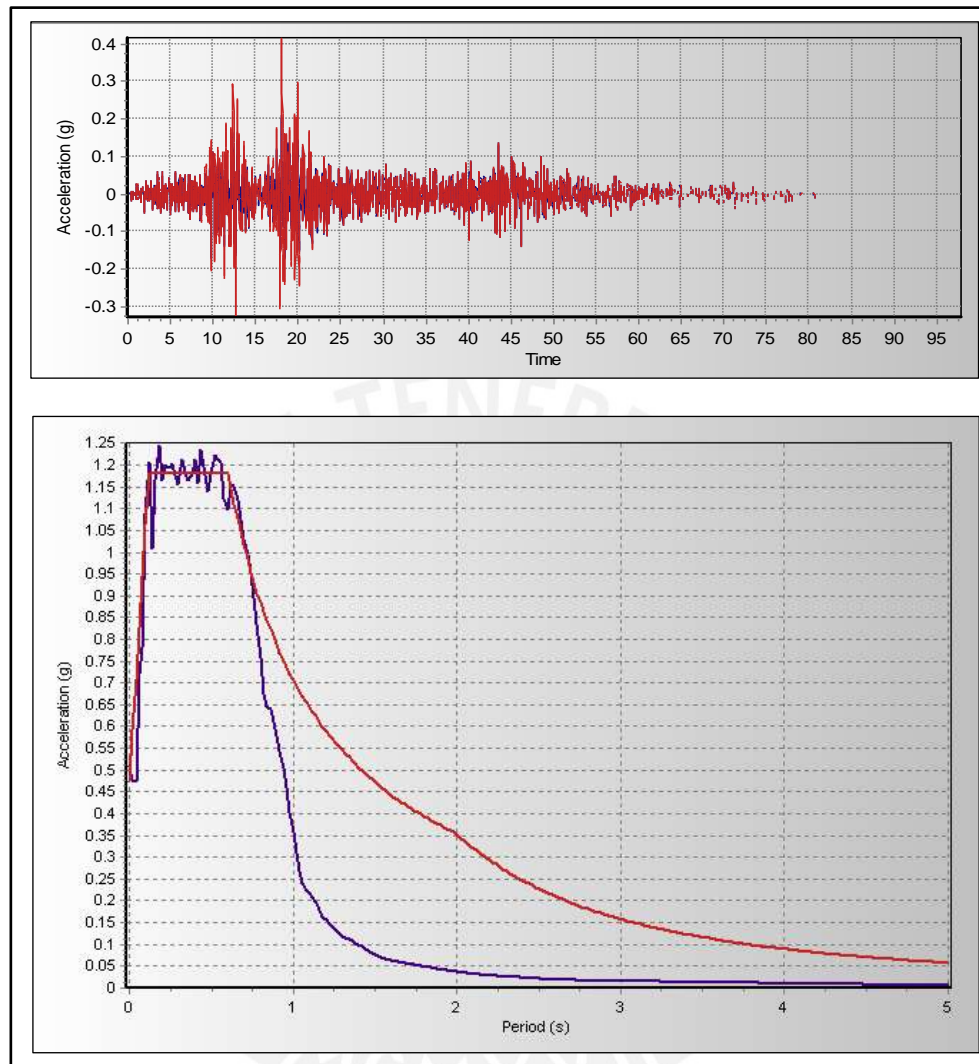
Finalmente, se obtienen las curvas de capacidad de la estructura para ambas direcciones como se muestra en la **Fig. 6.7**. Cada curva de la misma dirección corresponde a una distribución distinta de fuerzas horizontales para el Pushover. Se observa claramente que la dirección Y muestra una resistencia mayor pero una ductilidad significativamente menor.



**Figura 6.7** Curvas de capacidad de la estructura.

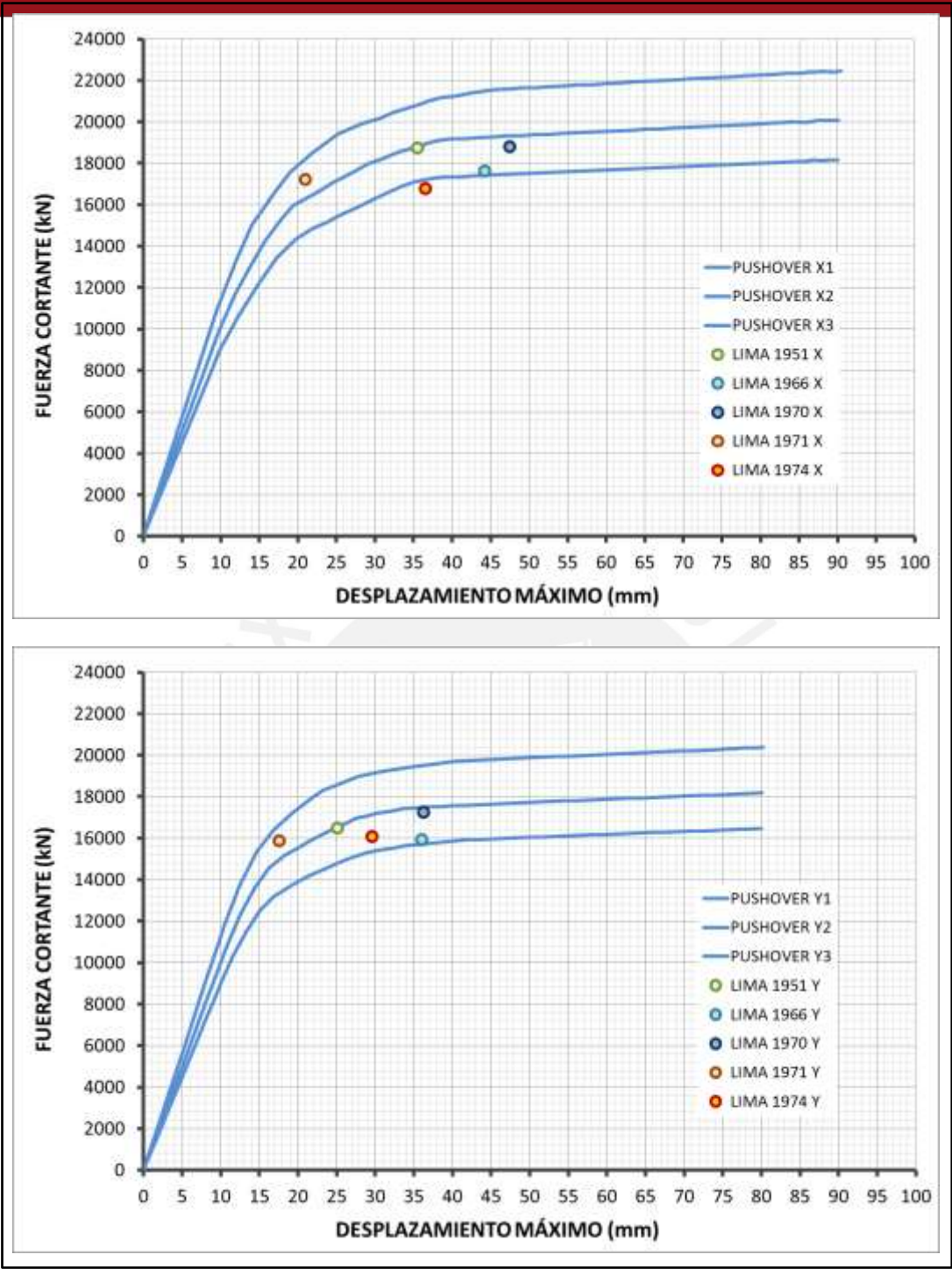
#### 6.4. ANÁLISIS TIEMPO – HISTORIA

Para realizar el análisis tiempo – historia se ha empleado cinco (05) registros sísmicos reales, que fueron corregidos, escalados y modificados al espectro indicado en la norma.



**Figura 6.8** Registro escalado y espectro ajustado del sismo de 1974.

Luego de analizar la estructura ante los registros disponibles, se exportan los máximos desplazamientos y las fuerzas cortantes basales correspondientes en cada sismo. Estos puntos se graficaron sobre la curva de capacidad de cada dirección.



**Figura 6.9** Curvas de capacidad, en cada dirección, con los máximos desplazamientos solicitados por el análisis tiempo – historia.



6.5. ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO

En base a los resultados antes mostrados, se evalúa los niveles de desempeño en base a los desplazamientos inelásticos de una idealización bilineal. La **Fig. 6.10** muestra los niveles de desempeño establecidos para cada dirección.

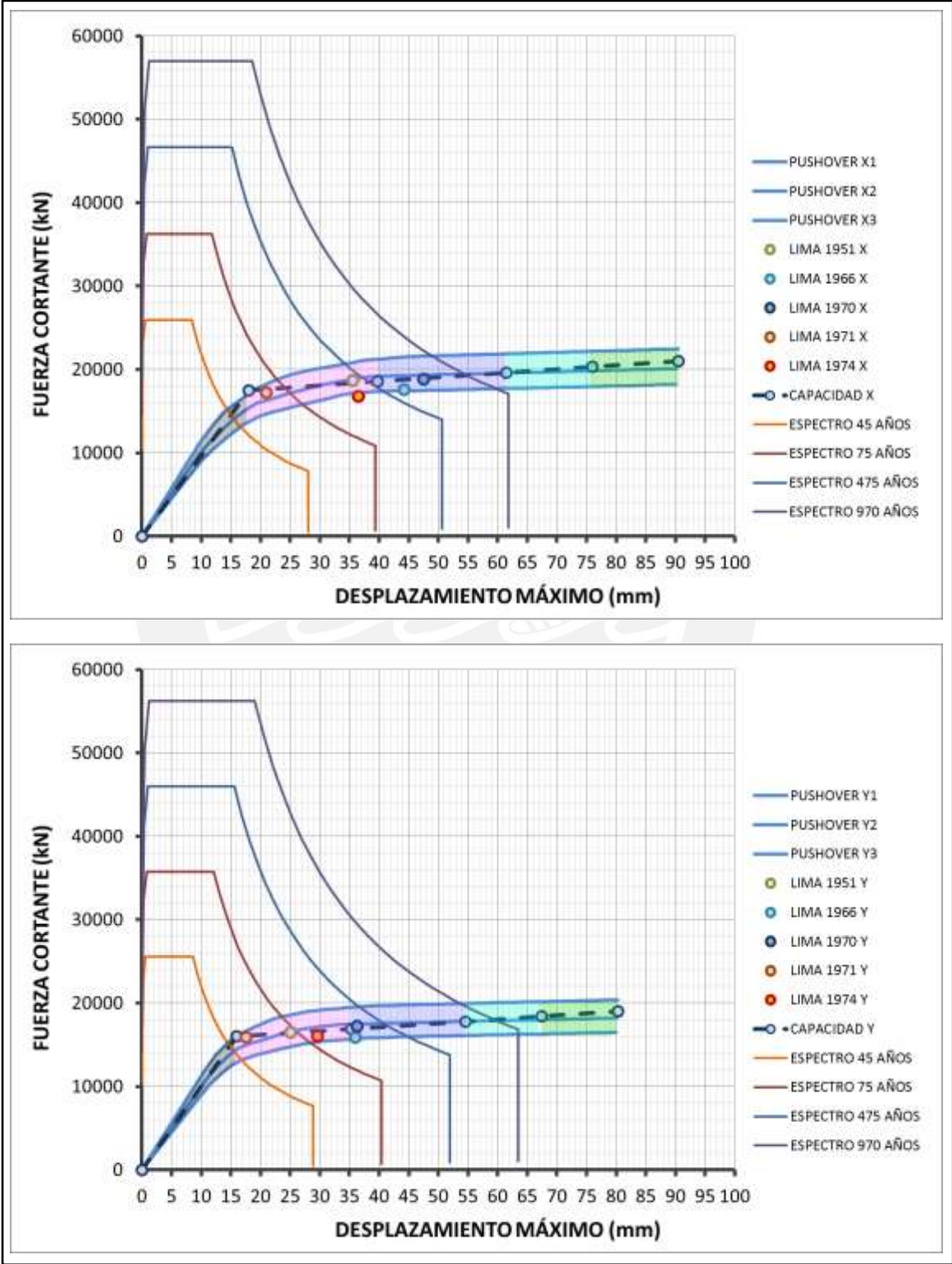
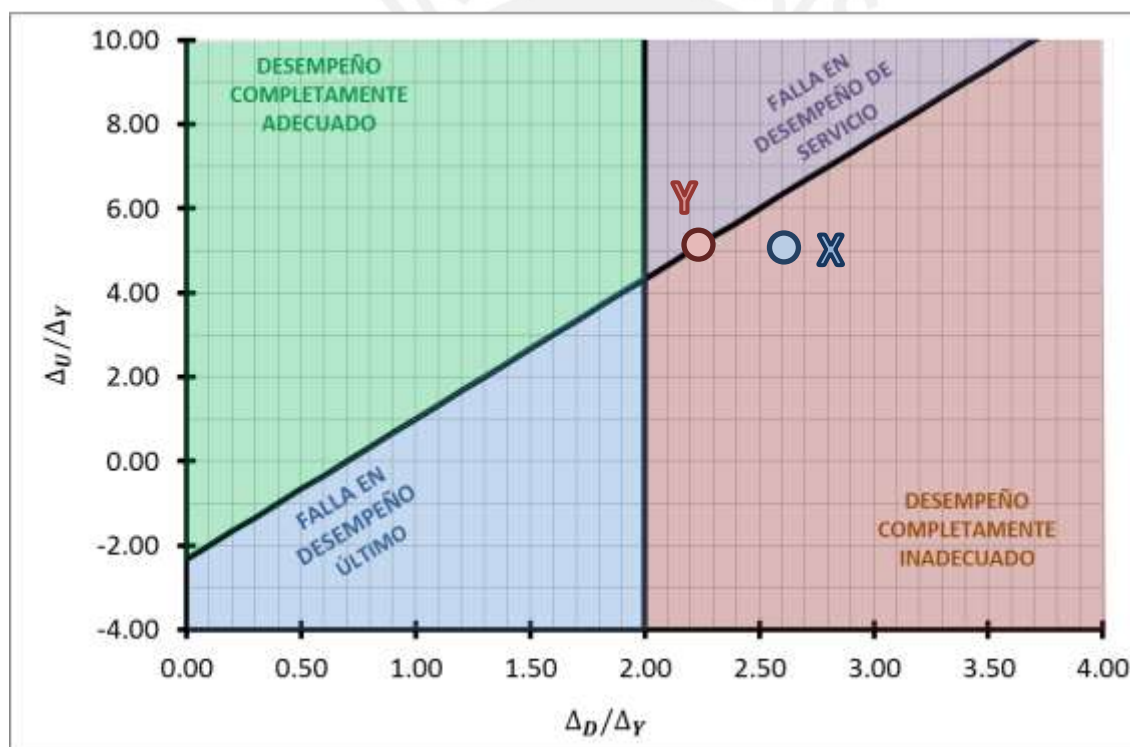


Figura 6.10 Evaluación de desempeño en ambas direcciones.

Según los resultados antes mostrado, las solicitaciones de desplazamiento para la estructura en ambas direcciones no sólo han superado el límite elástico, también han superado el rango de operatividad, principalmente en la dirección X. Por lo tanto, en la dirección X el desempeño de la estructura será de resguardo de vida, mientras que en la dirección Y se encuentra en el límite de operatividad y resguardo de vida. Durante un evento sísmico como el de diseño, se presentarán daños en los elementos estructurales y daños leves en elementos no estructurales.

La **Fig. 6.11** muestra el análisis gráfico propuesto en el *ítem IV* del inciso 2.4 *Diseño en base a desempeño* con el fin de comparar si el desempeño de la estructura cumple con las exigencias de condición última y de servicio. En la dirección X, la estructura no cumple con el desempeño esperado ni para la condición última ni para la de servicio. En la dirección Y, la estructura no cumple con la condición de servicio, pero está en el límite de la condición de rotura. Esto reafirma lo concluido anteriormente y evidencia la necesidad de mayor rigidez en ambas direcciones.



**Figura 6.11** Comparación gráfica de desempeño en ambas direcciones por condiciones de servicio y rotura.



## 6.6. COMPARACIÓN

Con el objetivo de comparar los resultados del análisis lineal y del no lineal, se tabulan los valores de desplazamiento máximo en el último techo y los valores de fuerza cortante basal.

CASO		DX (mm)	VX (kN)	DY (mm)	VY (kN)
ANÁLISIS PUSHOVER	INICIO	0.00	0.00	0.00	0.00
	FLUENCIA	18.00	17500	16.00	16000
	OPERATIVO	39.74	18550	35.28	16900
	RESGUARDO DE VIDA	61.47	19600	54.55	17800
	CERCA AL COLAPSO	75.96	20300	67.40	18400
	ROTURA	90.46	21000	80.26	19000
ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL		50.94	8378	52.80	8476
ANÁLISIS TIEMPO - HISTORIA	LIMA 1951	35.48	18747	25.07	16508
	LIMA 1966	44.22	17648	35.96	15939
	LIMA 1970	47.47	18832	36.20	17261
	LIMA 1971	20.96	17250	17.52	15902
	LIMA 1974	36.47	16791	29.55	16094

En la dirección X, se observa que, según el análisis modal espectral, el cual sólo emplea propiedades lineales, la estructura tiene un desplazamiento de 50.94mm, sólo 7.3% más del máximo desplazamiento registrado empleando un análisis tiempo – historia 47.47mm. Caso diferente se observa en la dirección Y, donde el desplazamiento modal espectral es de 52.80mm, equivalente a 45.9% más del máximo obtenido por el análisis tiempo – historia, 36.20mm.

Se observa que en ambas direcciones, el diseño ha generado un incremento en la resistencia de la estructura con respecto a la cortante de diseño. Las cortantes de fluencia del análisis Pushover en ambas direcciones, 17500 ton y 16000 ton, son cercanos al doble de los obtenidos del análisis modal espectral, 8378 ton y 8476 ton. Esto nos indica que la reducción sísmica considerada en el análisis sísmico no es la misma al de la estructura.

Algunos de los factores que generan diferencias entre los valores tabulados, sobretudo de fuerza cortante basal, son la distribución de cargas laterales y las extrapolaciones realizadas en el cálculo de integración directa.



**CAPÍTULO 7:**

## **CONCLUSIONES Y COMENTARIOS**

Se agruparán las conclusiones y los comentarios de acuerdo a diferentes temas esenciales presentes en un proyecto estructural, principalmente al referirse a una edificación esencial.

### **7.1. ESTRUCTURACIÓN**

Una estructura regular, con buena simetría en sus elementos estructurales y con cierta sencillez en su configuración, proporciona información más clara sobre su comportamiento y sobre el recorrido de cargas desde su punto de aplicación hasta la cimentación. Las edificaciones con configuraciones sencillas y regulares pueden ser comparadas con otras configuraciones similares, obteniendo información sobre su comportamiento estructural y su respuesta sísmica.

### **7.2. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

Los códigos y normas de diseño en concreto armado ya brindan disposiciones que permiten a las componentes ser capaces de no sufrir grandes daños durante un evento sísmico severo. Estas disposiciones consideran aspectos de resistencia, rigidez y ductilidad, siendo este último el más relevante en el diseño sismo resistente. Sin embargo, a pesar de su importancia, el cálculo de la ductilidad no es un procedimiento indicado en los documentos normativos.

Por ello, se recomienda realizar el cálculo de ductilidad de curvatura de las diferentes secciones que tienen alta importancia sísmica y que se vean sobre esforzadas por la acción sísmica. Con este dato de la ductilidad de curvatura, es posible reconocer si la sección analizada puede cumplir con la demanda de deformación inelástica.

### **7.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

Si bien el análisis lineal elástico, con cargas amplificadas, es el procedimiento convencional en las oficinas de diseño estructural debido a su sencillez y la buena aproximación de resultados, tiene algunas desventajas frente al análisis no lineal. Una de estas desventajas es la posibilidad de identificar mecanismos plásticos o fallas frágiles en las componentes, lo cual no se puede lograr con análisis lineales.

Se recomienda entonces que en estructuras esenciales, aquellas cuya operatividad es de vital importancia para los usuarios, como son los hospitales, cuarteles de bomberos o de policías, colegios que pueden servir de refugio, etc., se emplee métodos inelásticos. Se

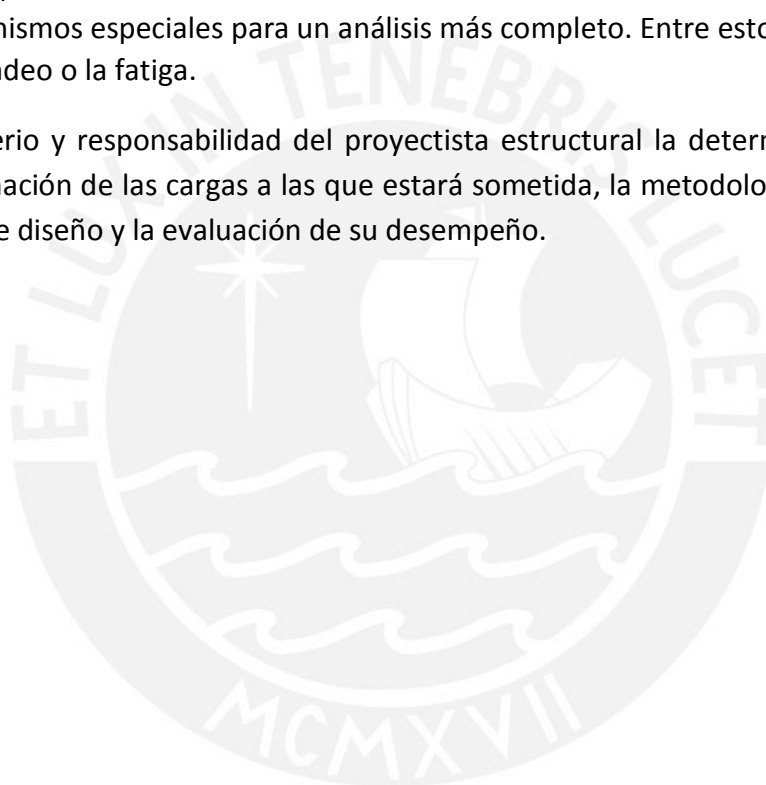
podrían incluir también aquellas edificaciones que preservan objetos de gran valor humano, cultural o económico, como albergues, bancos, museos, etc.

#### **7.4. CRITERIO DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL**

Se han presentado diferentes métodos para definir si el comportamiento de la estructura es adecuada para las cargas sísmicas esperadas. Uno de los criterios es el análisis por desempeño, el cual requiere comparar los desplazamientos inelásticos de demanda con diferentes niveles de desempeño establecidos internacionalmente.

El objetivo es poder estudiar a las estructuras en sus comportamientos ante cargas sísmicas y poder evitar grandes daños o comportamientos no esperados. A pesar de disponer de herramientas que permiten realizar análisis no lineales con cierta facilidad, es necesario poder incluir mecanismos especiales para un análisis más completo. Entre estos mecanismos se encuentra el pandeo o la fatiga.

Finalmente es criterio y responsabilidad del proyectista estructural la determinación de la estructura, la estimación de las cargas a las que estará sometida, la metodología de análisis, el procedimiento de diseño y la evaluación de su desempeño.



## BIBLIOGRAFÍA

### NORMAS Y REGLAMENTOS:

ACI 318-14: *Building Code Requirements for Structural Concrete*. Michigan: ACI.

ASCE/SEI 7-10: *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia: ASCE.

EUROCODE 8: Design of Structures for Earthquake resistance

NTP E.030: *Diseño Sismo Resistente* 2003. Lima: SENCICO.

### LIBROS:

Charleson, A., 2008. *Seismic Design for Architects*. Oxford: Elsevier Ltd.

Esteva, L., 1980. Design: General. En: E. Rosenblueth, ed. 1980. *Design of Earthquake Resistant Structures*. London: Pentech Press. Cap3.

Meli, R., 1999. *Curso sobre Diseño y Construcción Sismorresistente de Estructuras*. México D.F.: CENAPRED

Moehle, J., 2014. *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. New York: McGraw-Hill.

Naeim, F. 2ed, 2001. *The Seismic Design Handbook*. New York: Springer

Park, R. & Paulay, T., 1975. *Reinforced Concrete Structures*. New York: John Wiley & Sons.

Paulay, T. & Priestley, M.J.N., 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: John Wiley & Sons.

SEAOC, 1995. *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. California: OES.

Torroja, E., 1960. *Razón y Ser de los tipos estructurales*. Madrid: Inst. Eduardo Torroja.

Wight, J. & MacGregor, J. ed., 2012. *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*. New Jersey: Pearson.



ARTÍCULOS:

- Eom, T-S, Kim, J-Y & Park, H-G, 2011. Building analysis for inelastic earthquake design of regular moment frames and dual systems addressing moment redistribution. *Engineering Structures*, 34.
- Fajfar, P., 2002. Structural analysis in earthquake engineering – a breakthrough of simplified non-linear methods. *12<sup>th</sup> European Conference in Earthquake Engineering*.
- Gioncu, V., 2000. Framed structures. Ductility and seismic response. General Report. *Journal of Constructional Steel Research*, 55.
- Inel, M. & Baytan, H., 2006. Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. *Engineering Structures*, 28.
- Lin, T.Y., 1964. Design of Prestressed Concrete Buildings for Earthquake Resistance. *Journal of the PCI*, 9.
- Otani, S., 2004. Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Buildings. Past and Future. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 2.
- Paulay, T., 1977. Capacity Design of Reinforced Concrete Ductile Frames. *Proceedings of a Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Buildings Construction*, 3.
- Villaverde, R., 2007. Methods to Assess the Seismic Collapse Capacity of Buildings Structures: State of the Art. *Journal of Structural Engineering*, 133.

CONFERENCIAS:

- Dragovich, J. & Harris, J., 2010. *The 2010 Chile Earthquake: Observations and Research Implications*. NEHRP.